

Title	浮体橋の動的挙動とその設計法に関する研究 - 横方向支持と動揺を中心として(Dissertation_全文)
Author(s)	丸山, 忠明
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	2002-03-25
URL	http://dx.doi.org/10.14989/doctor.r10912
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

浮体橋の動的挙動とその設計法に関する研究

－横方向支持と動揺を中心として－

平成14年1月

丸 山 忠 明

浮体橋の動的挙動とその設計法に関する研究

－横方向支持と動揺を中心として－

平成14年1月

丸 山 忠 明

浮体橋の動的挙動とその設計法に関する研究

－横方向支持と動揺を中心として－

目 次

第1章 研究概説	1
1. 1 浮体橋の歴史	1
1. 2 浮体橋の実施例	6
1. 3 浮体橋のフィージビリティ	16
1. 4 研究モデル	18
1. 5 研究の目的と内容	19
参考文献	23
第2章 浮体橋の設計条件	25
2. 1 浮体橋に対する荷重の考え方	25
2. 2 気象条件	25
2.2.1 風の統計解析	26
2. 3 海象条件	32
2.3.1 沖波波浪推算	32
2.3.2 確率波高の算定	36
2.3.3 台風シミュレーション	42
2.3.4 設計波高および周期	47
2.3.5 その他の海象条件	47
2. 4 地震条件	50
2. 5 まとめ	51
参考文献	51
第3章 風洞試験	53
3. 1 試験目的	53
3. 2 試験内容	53
3.2.1 試験風洞および装置	54
3.2.2 供試模型	56
3.2.3 試験条件と試験ケース	56
3. 3 実験結果と考察	62
3.3.1 実験結果の整理	62

3.3.2	ステップ 1 試験（基本空気力試験）	64
3.3.3	ステップ 2 試験（抗力低減対策試験）	72
3. 4	まとめ	83
	参考文献	83
第 4 章	安定性と横方向支持方法	85
4. 1	安定性の照査方法	85
4. 2	安定計算	88
4. 3	横方向支持方法	91
4. 4	まとめ	95
	参考文献	95
第 5 章	係留用ゴムフェンダーの力学特性	96
5. 1	試験目的	96
5. 2	ゴムフェンダーの力学特性概説	96
5. 3	試験内容と結果および考察	100
5. 4	まとめ	126
	参考文献	127
第 6 章	動揺シミュレーションと大型水槽実験	128
6. 1	浮体橋の動揺	128
6. 2	動揺シミュレーション	129
6.2.1	浮体橋を剛体とした解析法	129
6.2.2	浮体橋を弾性体とした解析法	130
6. 3	大型水槽実験Ⅰ（剛体モデル）	132
6.3.1	実験目的	132
6.3.2	実験装置	132
6.3.3	実験内容	139
6.3.4	実験結果と考察	145
6. 4	大型水槽実験Ⅱ（弾性体モデル）	154
6.4.1	実験目的	154
6.4.2	実験装置	155
6.4.3	実験内容	156
6.4.4	実験結果と考察	158
6. 5	大型水槽実験Ⅲ（旋回想定モデル）	168
6.5.1	実験目的	168

6.5.2	実験装置	168
6.5.3	実験内容	171
6.5.4	実験結果と考察	173
6.6	ハイブリッドシミュレーション	177
6.6.1	解析目的	177
6.6.2	ハイブリッドシミュレーション手法	178
6.6.3	試験および計算方法	179
6.6.4	結果と動揺シミュレーションとの比較	182
6.7	まとめ	188
	参考文献	188
第7章	車輻走行性	191
7.1	目的および方針	191
7.2	走行シミュレーション	192
7.2.1	解析モデルと手法	192
7.2.2	解析手順	199
7.2.3	走行シミュレーション結果	200
7.3	乗り心地調査	202
7.3.1	測定内容	204
7.3.2	測定結果	205
7.4	走行性の評価	209
7.5	まとめ	210
	参考文献	210
第8章	地震応答解析と応答実験	212
8.1	浮体橋の耐震性	212
8.2	入力地震動	212
8.3	解析手法および解析モデル	218
8.4	応答解析結果と耐震設計	224
8.5	地震応答実験	234
8.5.1	実験方法および実験ケース	234
8.5.2	実験結果	239
8.6	まとめ	255
	参考文献	255

第9章 疲労	256
9.1 照査手法	256
9.2 風および波浪の発現頻度	259
9.3 浮体橋部材の疲労照査	263
9.4 反力壁部材の疲労照査	272
9.5 まとめ	277
参考文献	277
第10章 船舶衝突に対する安全性	278
10.1 概説	278
10.2 ポンツーン構造構成法	278
10.3 設計	280
10.3.1 設計条件	280
10.3.2 簡易評価	281
10.4 有限要素法による照査	284
10.4.1 解析手法およびモデル	284
10.4.2 解析結果と考察	285
10.5 まとめ	292
参考文献	292
第11章 浮体橋の特徴的な設計項目	293
11.1 荷重の組み合わせと許容応力度の割増	293
11.2 変位設計	296
11.3 防食設計	299
11.4 まとめ	301
参考文献	301
研究成果のまとめ	303
今後の研究課題	308
公表関連論文	310
謝 辞	313

第 1 章 研究概説

1. 1 浮体橋の歴史

人は川や海を越えて対岸へのあこがれを抱き、様々な手段を使ってその願望を実現してきた。原始の頃から小さな川であれば伝い石を置いたり、丸木を渡した橋や吊り橋が架けられ、その後も渡河する水の条件によって様々な形式の橋が生まれてきた。ただ、橋の材料は、人類文明が起こって大半の期間にわたって木と石と煉瓦であったと言える。しかし、18世紀の産業革命以降、鉄とコンクリートという強固な材料を用いることにより、技術が急速に進んだ。さらに20世紀後半になって計算技術の発達がめざましく、複雑な橋梁形式の出現と共に支間長の拡大がなされた。1998年には明石海峡大橋が完成し、1990 mのスパンが実現した。今後はスパン 3000 mに向けた挑戦が行われている。

ところで広い水面と深い水深に対して人が水の障害を越える有効な手段としては、船が昔から現在まで利用されてきている。この船を連結して交通路に利用する発想は、人類にとって必然であり、このような浮力を利用する船橋や浮橋の歴史は非常に古いものと言える。

橋の建設に関する古い記述では、2500 年前ペルシャのダリウス I 世がボスボラス海峡に船橋を架設し、その時の技術者であるマンドロクロスが大変な称賛を受けたとされている¹⁾。その数十年後、クセルクセス I 世がペルシア戦争の第3回ギリシア遠征においてヘレスポンド（現在のダーダネルス海峡）に長さ約 2 km の2つの船橋を架け、ギリシアに攻め込んだが敗軍となり、この橋を戻ったという記録がある²⁾。

ヨーロッパと並んで古くから文明が栄えた中国ではBC 12世紀に周の文王が渭水に浮橋を架けたことや紀元前から長江と黄河に浮橋が架けられた記述もある³⁾。また、1989年には8世紀の唐時代に山西省蒲津に架けられた船橋を係留する鑄鉄製のアンカー（写真1-1）が発掘されている³⁾。記録によると鉄製のチェーンにより船を繋ぎ約 360 mの船橋が架けられており、明時代まで存在していた。近年では太平天国の乱で一揆軍が1852年、湖北省武漢の長江に約 3000 mの船橋を一晩で建設し、長江の渡河に成功したのが有名である。また、中国では現在でも船橋が利用されているらしく、文献⁴⁾には写真1-2にあるような船橋が3橋紹介されており、この姿は古代のものとあまり変わらないものと考えられる。おそらく世界中の大河川の橋はこのような姿の船橋がはじめに架けられたのではないだろうか。

わが国では縄文の頃から住居はもとより様々な建造物の材料が木材であったことから木橋と船橋が主要な橋梁形式であったことは間違いのないことであろう。記紀に「天の浮橋」という表現があることをみても浮力を利用した船橋が使われていたと想像される。鳥取大学の上田教授は、浮体橋の講演において「因幡の白兎」の説話をよくされているが、この

説話のルーツも船橋の建設かもしれない。江戸時代の博物書である「古事類苑」⁵⁾では浮橋の項目を設けており、江戸以前の文献で記されている浮橋および船橋を挙げている。

「明治以前日本土木史」⁶⁾には「我国における船橋の沿革は、特に記録の徴すべきものなき程其発達甚だ古く、且其实用は寧ろ普遍的なりしと看るを妥当とす」と記されている。



写真 1-1 発掘された船橋のアンカー（文献（3）より）



写真 1-2 上清浮橋（ $l=430m$, 63隻）

具体名としてわが国の船橋では上野国佐野の船橋が文学の世界で有名である。佐野というのは、現在の栃木県高崎市付近と考えられ⁷⁾、万葉集と後撰集にはこの橋を詠んだ次のような和歌が載せられている。

上毛野 佐野の船橋 とりはなし 親は離れど 吾は離るが

後撰集

東路の 佐野の船橋 かけてのみ 思い渡るを 知る人ぞなき

この万葉東歌を題材に世阿弥が能の演目「船橋」を創作したり、江戸時代に葛飾北斎が「かうつけ佐野ふなはしのこづ」という浮世絵⁸⁾（写真1－3）を描いていることから、船橋の代表的なものとして扱われており、橋を集めた倉敷市の味野公園にも佐野の船橋の復元展示がされている。



写真1－3 北斎かうつけ佐野ふなはしこづ（川田忠樹氏蔵）

富山越中の船橋も有名であった。橘南谿の「東遊記」には18世紀後半のこの橋の様子が詳しく記述されており、岸に大きな柱を建てて百余艘の船が繋がれ約300mの船橋であったと記されている⁹⁾。また、歌川広重が『六十余州名所図会』の中に「越中富山船橋」で描いているほか、応真斉国義や歌川国重もこの橋を版画に描いている。浮世絵では江戸時代に将軍が日光へ赴く際に利根川に架けられた船橋を描いた「房川渡御模様替船橋之図」もある。また、船橋は古い物語、特に「源平盛衰記」や「義経記」に代表される軍記の中に書かれており、施工の速さから軍事用の橋には船橋が多く用いられたと考えられる。

船橋の構造については江戸時代の百科事典に相当する「和漢三才図会」の第三十四巻に「舟を比べて梁と為し、板を上に加ふ。水急にて橋を為るべからざる故、浮橋を作る。」という解説と用語として浮橋、船橋の他「舩」を一字で示すと共に略図を示している。先

程の絵画や版画で描かれた船橋は、大きく湾曲しており、このころの絵画の特徴として多少の誇張はあるものの河川流水によって平面線形に大きな変形があったと考えられる。1885 年に大阪で発生した大洪水で流された橋（難波橋）の仮復旧にも船橋が使われ、当時の新聞記事に写真が載せられており、この頃までは江戸時代と同じように船橋は一般的に使われていたと思われる。江戸時代に作られた「日本大橋つくし」という橋の番付でも小結や前頭のところに越中、南部、越前の船橋が挙げられており、船橋は普通の木橋の杭の打ち込みが難しい水深の大きい川や川幅が大きい地点でごく普通に利用されていたと推測される。

ところが、現在、我々が橋といえば鉄やコンクリートを連想する。このような橋の材料が使われるようになったのは、鉄がたかだか 200 ～ 300 年前、コンクリートが 150 年前からであり、人類の文明が 3 ～ 4000 年とすると、その大半の期間の橋は、木橋と石橋と船橋であったと言える。ところが船橋は、近年になってほとんどなくなってしまっているのは何故だろうか。その理由は、大きく次の 2 つの点があげられる。

まず、第一にあげられるのは、船橋が水面の交通を阻害することである。ヨーロッパにおいて 18 世紀の産業革命、我が国においては明治時代になって文明開化により、都市の発展と各産業の分業がなされ、物資の大量輸送が必要となった。この大量輸送に活躍したのは船であり、陸上輸送路より河川および海上輸送路が工業材料・製品や都市への農産物の輸送に利用された。この交通を阻害する船橋は、産業革命以後、大量生産が可能な高強度の材料である鉄とコンクリートにより航路としてのスパンを確保できる形式に変えられていったと考えられる。

あとひとつの理由として挙げられるのは、船橋が自然条件に左右されやすいことである。河川流水、波浪や風により大きな変形や動揺が発生したり、時には破損や流失の被害も多かったと考えられる。交通路としての使用性や維持管理面から問題があったことは想像に難くない。それゆえ船橋は、姿を消していったと考えられる。洪水により被災してもすぐに復旧できる簡易性を利用して残されている例もある。技術的な観点から考えると、橋梁工学が発展してきた現在においても自然条件の把握や流体と構造との相互関係の解析、変形や動揺の設計計算が難しいことから新しい橋を建設する場合、浮体橋の採用はほとんど見られない。

しかしながら、橋の目的が水という障害物を越えることであるならば、その水の持つ浮力を利用するのは非常に魅力的であり、かつ有効な考え方であることは変わらないと言える。20 世紀になり、次節で紹介するような船橋ではなく、ポンツーンという浮力を利用するための箱部材を備えた橋が建設されるようになった。これらの橋の大部分は、地盤が非常に軟弱であったり、水深が非常に大きいために通常の橋梁基礎で適用される杭基礎やケーソン等の建設が難しいことから浮体橋（Floating Bridge）としたものである。本論文ではこのようなポンツーンを設けて浮力利用をする橋を浮体橋とし、船橋とは区別する。

浮体橋を技術面から振り返ると、20世紀前半の設計資料が入手できなかったので詳細な設計手法は不明ではあるが、当時の技術水準から考えると、ポンツーンを橋梁基礎として浮力と上載荷重の釣り合いや横荷重に対する安定を静力学的に照査することに止まっていると考えるのが妥当であろう。浮体としての運動や係留施設との相互作用など詳細な検証に基づく設計は当時の解析技術では不可能であり、係留方法も船と同様のシンカー（錨）によるものとなっている。

浮体橋の動揺については、1979年 Hood Canal 橋が風と波浪により沈没したことから研究されるようになり、その成果をもとに PC 連続ポンツーンの浮体橋がアメリカで建設されている。1992年には Lacey V. Murrow 橋の改修を機に浮体橋の設計基準¹⁰⁾がワシントン州から発行されている。1990年代にノルウェーで建設された2つの浮体橋は、係留方式もフレキシブルロッドが用いられ、工学的にも模型実験により動揺の検証が行われる等、新しい分野を開拓したものと言える。

わが国での船橋の歴史は、非常に古く、また数も多かったにもかかわらず、ポンツーンを用いた浮体構造となると最近になってゴルフ場の人道橋や工事用仮橋、浮体式栈橋として数例あるだけである。これらの浮体構造は台船と同じように運輸省基準¹¹⁾を用いて静的に設計されており、様々な技術課題を解決して浮体橋として建設されるのは、本研究のモデルである夢洲・舞州連絡橋が初めてである。

四方を海で囲まれ、また、湖沼も多いわが国でなぜ浮体橋が建設されなかったのだろうか。その理由として明治以来、橋の設計基準に浮体橋の項目がなく、橋梁形式選定にあたって比較案の1つとして技術者の発想に浮かばなかったことがあげられる。わが国の橋の建設は、19世紀後半から強固な永久橋を建設することが主眼であった。浮体橋は、波浪による動揺、活荷重による沈下、潮汐による上下動など「動く」ということが強固な永久橋の範疇外であったと言える。また、浮体橋の「動く」という事象を工学的に把握し、評価するためには風や水という流体を含めた動的問題を扱う必要があり、学問的な難しさから汎用的な計算ツールの開発がなされなかったことも浮体橋がひとつの主要橋梁形式として建設されなかった理由である。行政的な面から考えると道路網の要所を占める橋梁は、一律の安全性が必要であり、一般の橋梁では主な構造決定因子が活荷重、死荷重、土圧および地震の影響の4つの影響であることから全国一律の設計基準が適用しやすいと言える。一方、浮体橋は「動く」（橋全体の剛体運動を許す）と言うことで4つの設計因子の他、風、波浪、潮汐、水深、津波といった架設地点の自然条件が大きな設計因子となり、これらの因子は現地の地形条件によって大きく異なることから一律の基準で定めることが難しい。また、風や波浪という観測値が広く分布する確率事象を許容応力度法による現行設計基準にいかに取り入れるかの整合性も難しかったと考えられる。

ところで現在の橋梁工学の課題は、いかに困難な条件を克服するかとともに、経済性にすぐれた架橋技術の開発していくことである。その例として海峡横断橋の長大スパンや大水深基礎の開発があげられるが、新しい技術として浮体橋も非常に有望な選択肢となって

きている^{12,13)}。これは最近、海外の建設事例が増えたこともあるが、技術的には電子工学の急激な発展により流体を含めた数値解析や実験が可能となったことで浮体橋の動きを正確に把握することができるようになり、その安全性や使用性を検証できるようになったことが大きな要因である。わが国の地形から海峡や湾口等の海洋架橋で浮体橋が有力な橋梁形式の一つとなることは間違いないであろう。また、架橋条件によっては湖沼や運河さらに一般河川においても適応できるところがあると考えられる。

以上に述べたように浮力を活用して水という障害を越えていく橋は、船橋という最も古い橋梁形式の一つとして人類が長い間利用してきたものである。それがこの百数十年の間に鋼とコンクリートの強固な橋が主役となり、船橋は非常に希なものとなった。しかし、最新の技術と研究によって架設地点の自然現象を取り入れ、浮体の動きを正確に把握することができるようになったことから、その長所を生かした浮体橋が今後増加していくであろう。最近、我が国においては橋の設計基準が仕様規定から性能規定に変更される動きがあり、この動きは橋梁技術者の選択肢を大幅に増加することとなるであろう。このようなわが国の橋梁を取り巻く状況からも新しい橋梁形式として浮体橋の適用機会が増加していくことは間違いないと思われる。

1. 2 浮体橋の実施例

1900年代になってポンツーンを基礎とした代表的な海外での浮体橋実施例を表1-1に整理した。これらの橋は、いずれも架設地点が大水深や極軟弱地盤で橋梁基礎建設が困難であることと、湖、湾内、フィヨルド等比較的静穏な海象条件下であることの共通の現場条件を備えている。ただし、橋の形態からは、ポンツーンの配置により2つのグループに分類できる。ひとつは、アメリカで建設されている箱型浮体を連結し、その上に直接床組や橋桁を載せる連続ポンツーン形式である。この形式は、水面を埋立ることと同様に浮体を並べて地盤を作り、その上に道路を建設している感がある。

一方、ノルウェーで建設された浮体橋は、分離したポンツーンを橋梁の基礎として設置し、その上に橋脚、上部構造を建設する分離ポンツーン形式で一般陸上橋梁に近い構造である。

それぞれの形式についての得失はあるが、対比関係にあり、一方の長所が他方の短所に、反対に一方の短所が他方の長所となる。連続ポンツーン方式の長所として、

- ①浮体の全体剛性が大きく、構造全体を剛体と見なすことができ、船舶と同様に解析できることで、設計が比較的容易である
- ②浮体面積が大きいことから、活荷重に対して浮力を得るための浮体の沈み込み量が小さく、安定性が大きい
- ③構造高が小さいことから風による横力が小さい

④もし、船舶が衝突しても連結した全体構造として取れる浮力が大きく、安全性が確保できる

があげられる。短所としては、

①船舶の航行を遮断する

②喫水線が長いことから、波浪や潮流による橋体変位への影響が大きい

③海水の表面流を阻害することから海水交換が悪くなる

があげられる。分離ポンツーン形式では連続ポンツーン形式の長所が短所に、短所が長所になるが、その他にポンツーンと橋梁上部構造との接合部の構造が複雑になる短所があげられる。

以下に表 1－1 に示した浮体橋のうち代表的な橋の概要を示す。

表 1-1 世界の代表的な浮体橋

	第1ワシントン湖橋	第2ワシントン湖橋	第3ワシントン湖橋	フォード・カナル橋	フォード島橋	ガラタ橋	ヘルクソイスント橋	ノルトホルランド橋	西インド埠頭橋
国	米 国	米 国	米 国	米 国	米 国	トルコ	ノルウェー	ノルウェー	イギリス
竣工年次	1940	1963	1989	1961	1989	1912	1992	1994	1996
浮体部橋長 (m)	2018	2310	1771	1998	284	457	845	1246	90
ポ ン ト ン 橋 の 種 別	タイプ	連 続	連 続	連 続	連 続	分 離	分 離	分 離	分 離
	寸法(m)	107×18×4.4	110×18×4.5	108×23×5	110×15×4.4	94×15×5.3	34×20×6	42×12.5×6.8	—
	材 質	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	鋼
	基 礎	25	33	18	23	3	7	10	8
係 留 方 式	ケーブルアンカ	ケーブルアンカ	ケーブルアンカ	ケーブルアンカ	ケーブルアンカ	PCバイル橋脚	チェーンアンカ	不 要	バイル支持
桁端の連結法	ピン。上下可動鋼 トラス橋により 陸地と連結	ピン。上下可動鋼 トラス橋により 陸地と連結	ピン。上下可動鋼 トラス橋により 陸地と連結	ピン。上下可動鋼 トラス橋により 陸地と連結	固定式取付 橋梁	不明 〔 各桁間は ピン結合 〕	フレキシブル ロッド	フレキシブル フレート	橋 台
航路対応 (開橋)	橋軸方向 桁引き込み	橋軸方向桁引き 込み、リフト スパン	な し	橋軸方向 桁引き込み	渡り桁ジャッキ アップ・引込式	ボンツーン 旋回	な し	桁下高のある 斜張橋を設置	バスキーコ 可動式
潮流速度 (m/s)	—	—	—	1.3	0.36	0.3	1.3	1.75	—
設計波高 (m)	2.4	2.7	2.4	3.4	1.5	不 明	1.4	1.7	—
設計風速 (m/s)	28	37	28	28	40	—	38	27	—

①ガラタ橋 (Galata 橋：トルコ)

1912 年に完成しており、浮体橋としては最も古いものであったが、現在は撤去されて桁橋になっている。ポンツーンは、分離しているがその寸法と個数から水面全体にポンツーンを配していると考えられる。航路は、ポンツーンを旋回させることで対応していた。

(写真 1－4)



写真 1－4 ガラタ橋

②第 1 ワシントン湖橋 (Lacey V. Murrow 橋)

第 2 ワシントン湖橋 (Evergreen Point 橋)

第 3 ワシントン湖橋 (Third Lake Washington 橋)

アメリカ合衆国ワシントン州シアトルのワシントン湖に大陸からシアトルへ連絡する交通路に 3 つの浮体橋が架設されている¹⁴⁾。この湖は、最大水深が 140 m もあり、湖底地盤には表層から最大で約 72 m の軟弱地盤が堆積していることから、通常の橋脚基礎（杭基礎）が技術的にも経済性からも難しいものであった。試算では浮体橋の工費が通常の橋脚基礎とした橋梁に比べて半分以下になることから浮体橋が採用された。アメリカの浮体橋は、いずれも同じドッグヤードで製作されたプレストレストコンクリート製のポンツーンをボルト接合した連続ポンツーン形式で兄弟橋と言える。第 1 ワシントン湖橋は、1940 年に完成しており、長さ 107 m のポンツーンを 25 基並べた構造となっている。ポンツーンは、水密性の隔室で区切られており、中に浸水検知器や水を汲み出すビルジパイプシステムが設置されている。係留は、ケーブルアンカーが用いられており、横方向の変位を拘束する緊張力を大きくした係留方法がとられている。このため、アンカーに作用する引張力が大きく、水深、地盤条件に応じて埋設式、杭式、重力式のアンカーシステムが考案されている。船舶の航行に対しては、中央部分にポンツーンを引き込む可動部を設けて対

応していた（図1-1）。しかし、この方式では道路の平面線形が曲線となり、時代とともに車輛の通行速度が大きくなると通行安全上の問題が大きくなり、40年間供用された後、可動部が撤去された。この橋は、1990年点検・補修工事中の暴風雨により中央部の約480mが沈没した。この原因として波浪による設計では考慮できなかった動的な荷重、ポンツーン内への水の侵入、アンカーの滑動などが原因として推定されている。ただ、ポンツーンへの水の侵入に関しては、点検補修を行っていた作業員が暴風雨の警報によって避難する際、この橋が浮いていることを理解しておらず、ポンツーンのハッチを開けたまま避難したという話もある。この被災にもかかわらず、同じ形式で直ちに再建されたのは、現地の架設条件では浮体橋が圧倒的に経済性が高いからであった。

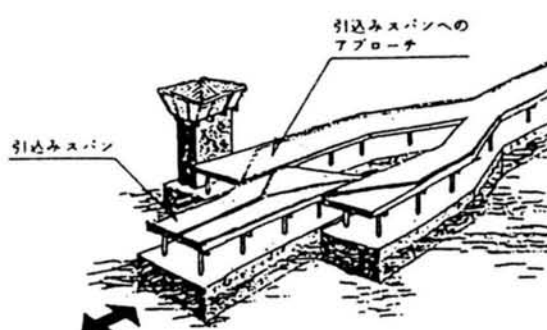


図1-1 第1ワシントン湖の引込スパン

ワシントン湖周辺はシアトルの発展と共に人口が増加し、その交通需要の増大に対処するため、1963年に第1ワシントン湖橋の北約5kmのとところに第2ワシントン湖橋が、1989年には第1ワシントン湖橋に隣接して第3ワシントン湖橋がほぼ同じ設計によって建設されている（写真1-5）。第2ワシントン湖橋では船舶航行のための引き込みスパンをリフトアップ式にすることにより、道路平面線形を直線にする改良が加えられた。



写真1-5 第1、第3ワシントン湖橋、右は第3ワシントン湖橋

③フードカナル橋 (Hood Canal 橋)

ワシントン湖の近くの海峡に架けられており、1961 年に完成している。ワシントン湖と異なり、潮流のある現場条件下で架けられた。構造は、長さ 110 m のプレストレストコンクリート製ポンツーン 23 基の上に橋脚を設け、桁橋を架けている。航路には第 1 ワシントン湖橋と同じく、引き込み可動部を設けている。この橋は、完成して 18 年後の 1979 年に再現確率が 500 年という極めて厳しい暴風雨によって橋の約西半分 12 基のポンツーンが沈没した。この事故により、原因調査と設計法の見直しのため実験、理論的研究がなされ、流体力と浮体の動揺に関する研究が進展したと言える^{15,16,17)}。沈没した部分は、1983 年同じ形式で再建されたが、その研究成果を採り入れてポンツーンの寸法を大きくしている。

④ベルクソイズンド橋 (Bergsoysund 橋)

ノルウェーには国土の奥までフィヨルドという U 字谷が入り込んでおり交通路確保のために多くのフェリーが使用されている。しかし、社会的には気象に影響されない渡河施設への要求が非常に大きい。これらの課題にノルウェーの土木技術者が取り組んでおり、Strait Crossings というシンポジウムがノルウェー技術者の提案で組織され、海峡横断の技術開発が検討されている。その中には浮体橋や水中トンネルといった新技術が含まれている。ベルクソイズンド橋は、1992 年に完成した現代ノルウェー海峡横断技術の第 1 号として世界的に注目されている。架設地点のフィヨルドの最大水深は約 300 m に達しており、通常の橋梁基礎の建設は非常に困難であることから浮体橋が選定された^{18,19)}。構造は、7 基の軽量コンクリート製のポンツーンの上に橋長 845 m のパイプトラスを設置した分離ポンツーン形式を採用している (図 1-2)。この橋と後述のノルトホランド橋の最も特徴的な点は、橋梁の平面線形をアーチとし、風、波浪、潮流等の横方向荷重を橋台への軸力に変換することによってシンカー等の特別な係留施設を不要としていることである。ベルクソイズンド橋では連続鋼製トラスの平面線形を半径 1300 m のアーチ状に配置し、橋台部でフレキシブルロッドにより柔結合している。フレキシブルロッドは、高張力鋼 (降伏応力 550Mpa) が使用されており、直径 540mm、板厚 140mm、長さ 12m の円筒状である。部材力の特徴として疲労強度が問題となることから溶接欠陥を避けるために鍛造により製作されている。橋台との接合はボルト接合となっている。また、潮位変動 (この架設地点においては ± 2m) 等の上下動に対しては、このフレキシブルロッドのヒンジ作用と上部工の全体的な曲げで対応している。この橋では完成後も橋の管理のために計測体制がとられており、風、波高等の自然条件の他、橋梁部材の加速度、フレキシブルロッドの応力等の応答、腐食、ポンツーン内の浸水等のデータが自動計測されており、今後貴重なデータが得られるであろう²⁰⁾。

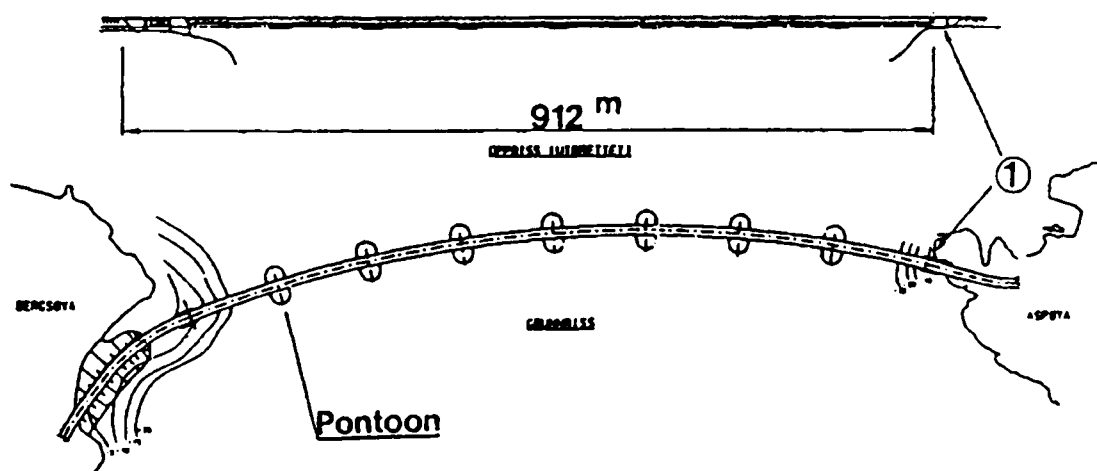


図 1-2 ベルクソイスンド橋¹⁸⁾

⑤ノルトホランド橋 (Nordhordland 橋)

建設中はサルハス (Salhus) 橋とよばれており、ベルクソイスンド橋の2年後 1994 年に完成した。この橋は、船舶の航行のため全長 1650 m のうち端部に 369 m の非対称 2 系間連続斜張橋を配置し、高さ 32 m 幅 50 m のクリアランスを確保している。それに連続して、10 基の軽量コンクリート製ポンツーンを 135 m 間隔、平面線形を半径 1700 m のアーチ状に設置し、その上に鋼箱桁を架設している (図 1-3)。橋台との接合は、ノルトホランド橋と機能的には同じのフレキシブルプレートにより行われている²¹⁾。このような分離型ポンツーン形式の浮体橋では、喫水面積が小さいため活荷重による沈み込みが起こり、橋が動揺する問題が指摘される。この問題に関して川谷らは、浮体橋の走行車輛の乗り心地を調査するため、現地で走行時の加速度を計測したが通常の橋とほとんど変わらない結果であった (第 7 章 車輛走行性参照)。

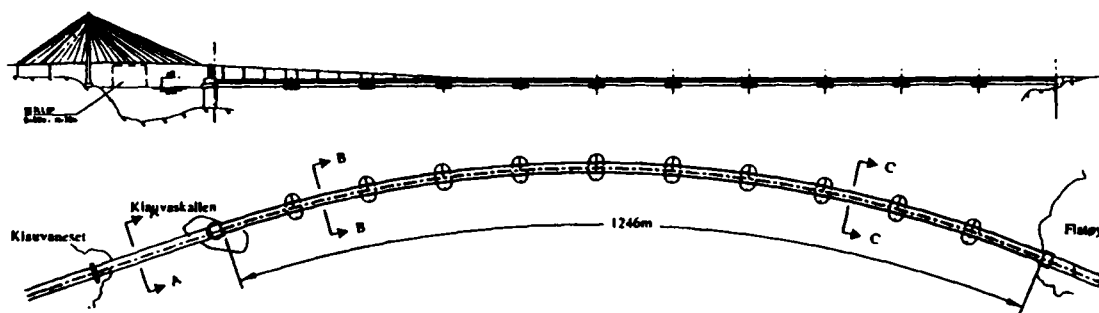


図 1-3 ノルトホランド橋¹⁸⁾

⑦西インド埠頭橋 (West India Quay 橋)

ロンドンのドッグランド地区の再開発に伴い、多くの人道橋が運河に架けられている。これらの橋は景観重視の観点からユニークな橋梁群を形成している。そのなかでも West India Quay 橋は、構造的にも浮体橋を採用しており、特筆されるものになっている。デザイン的には”あめんぼう”を意識しており、鋼製筒型のポンツーン2つを一組にして4基配置し、その上に交差したパイプ橋脚に支持された5径間の桁を設置している。桁は軟鋼とアルミニウムで作られている。また、中央支間は、船舶航行のためにバスキーユタイプの可動式となっている。ポンツーンは、ケーブルとシンカーによって係留されている。陸上との取付は、非常に簡易な渡り板形式となっている。橋長 94 m、1996 年に完成した²²⁾。施工者の報告では、経済的なこと（工費約 3 億 4000 万円）と工期が非常に短いことを特徴としてあげている。図 1-4 は、この橋のコンセプトデッサンである。

⑧フォード島橋 (Ford Island Bridge)

クラリー提督橋とも呼ばれ、ハワイ真珠湾口に 1998 年にアメリカ海軍によって架設された浮体橋である。この形式が選定されたのは、経済性に優れていること、工期が早いことその他、景観的な配慮（第 2 次世界大戦の記念である軍艦アリゾナが橋により目立たないように）がされたためである。浮体式の可動橋を採用することで低い橋によって軍港としての必要な航路（幅：198 m）を確保している。この橋のポンツーンは、前述のシアトル周辺の浮体橋と同じ西海岸ワシントン州タコマのドライドッグで製作された 3 基のコンクリート製のブロック（94 m×15 m×5.3 m）をボルト接合により一体化した後、太平洋を曳航し、現地に設置された。工期は、わずか 2 年 3 ヶ月、工費が 6 億 2 千万ドル（約 44 万円/m²）であった²³⁾。航路解放時は、渡り桁をジャッキにより上昇させ、289 m のポンツーン部を固定橋の下に引き込む方式を採用している。

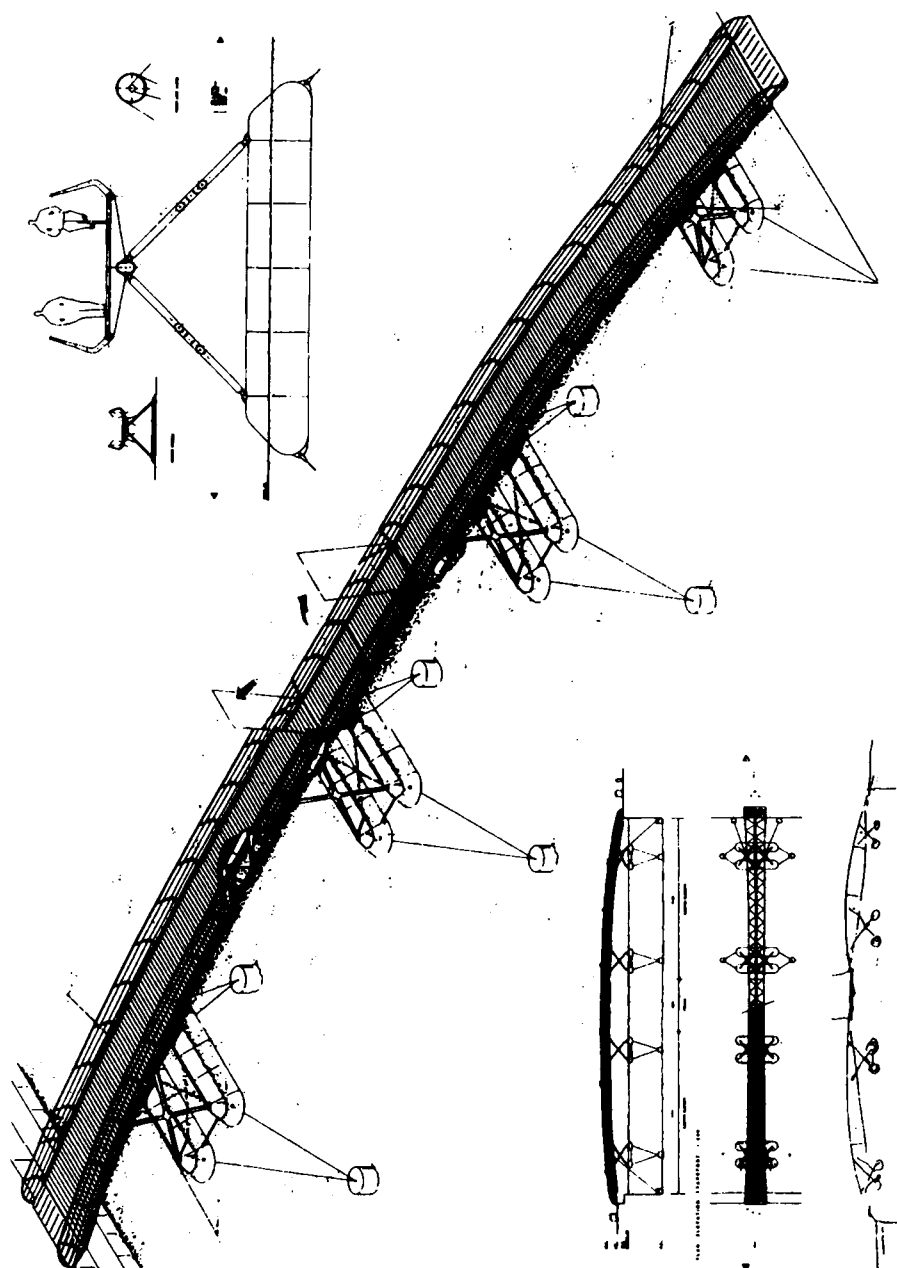


図 1-4 West India Quay橋のコンセプトデザイン

我が国で浮体構造が脚光を浴びたのは、関西国際空港の建設にあたって埋立の対抗案として提案されたのが初めかも知れない。そこでは技術課題を含めて空港施設としての可否が検討されている²⁴⁾。その後は、運輸省を中心に洋上石油備蓄基地、海上レストラン、浮防波堤、浮棧橋、展示施設など海洋施設として計画、建設例が増加している。また現在、飛行場、防災基地や環境施設などへの利用を目指したメガフロート計画が進められており、大型浮体の建設に関する基礎的な技術検討が行われている。浮体の利用としては、単一の目的だけでなく様々な複合施設も考えられており、例えば日本鋼構造協会の研究の中で渡邊らは浮体構造を用いた大阪湾の高度都市機能施設を提案している²⁵⁾。

さて、わが国の浮体橋についてであるが、前節で述べたように古くは船橋が代表的な形式であったが、近年の例は私橋の人道橋と工事用仮橋があるだけで、工学面から検討され、設計された橋は無い。表1-2に近年我が国で建設された浮体構造の諸元を整理するとともに浮体橋2例についてその概要を示す。

表1-2 わが国の浮体構造

		浮 体 橋		その他の浮体構造	
施 設		羽田沖浮仮棧橋	鷹彦カントリークラブ浮橋	名護屋漁港浮岸壁	宇品港浮棧橋
浮体の材質		鋼	PC	PC+鋼	PC
浮体寸法		22×8×1.25	7.6×3.0×1.0	110×15×3	150×30×2.5×3.5
浮体基数		25	6	1	1
係留方式		ケーブル・シンカー	両端橋台	係留 杭	ゴムフェンダー・ドルフィン
設計条件等	設計波高	0.5~1.0		0.8~1.4	
	設計風速	15		33	
	潮 位	±0.0~+2.1		+0.51~+3.09	
	水 深	-4~-19.5		-1.5~-2.5	

(単位：m)

①羽田沖浮仮棧橋

羽田空港拡張工事のため、工事用の架設道路として建設された。長さ22m、幅8m、高さ1.25mの鋼製台船25隻を短方向が走行方向とするように並べ、各台船の中央に支承を設け、その上に仮設桁を設置して仮設道路としたものである。横方向支持は、通常の台船を係留するアンカーを用いている。

②鷹彦カントリークラブ浮橋

茨城県のゴルフ場の池を渡る施設の人道橋。橋長56.3m、幅4.0mの規模で、構造は、長さ約8m、幅3m、高さ1mのΠ型プレキャストコンクリートの函体を6基連結し、その上に角形のステンレス鋼管を敷き、木床版を設置している。この函体の特徴は、鉄筋やPC鋼材の代わりにFRPが使用されていること、空洞を埋めるために発泡スチロールが充填されていることがあげられる。

1. 3 浮体橋のフィージビリティ

本研究では種々の設計因子をパラメトリックに変化させるフィージビリティスタディーを実施していないため、浮体橋の適用性に関して過去の実施例と構造特性から定性的な適用条件を考察するとともに既往の研究に関して考察する。

浮体橋が候補となる架橋条件は、以下に示す浮体橋の長所が生かせることが肝要である。

- 1) 大水深あるいは軟弱地盤等の苛酷な橋梁基礎建設条件のもとで高い経済性が期待できる。
- 2) 現地における工事期間が短い。
- 3) 移動、移設が容易である。
- 4) 波浪制御構造物の機能を併せ持つことから、周辺海域の静穏化が期待できる。
- 5) 基礎構造建設のための掘削が不要なことから、水質を汚濁することがない。
- 6) 陸上の取付下部工がコンパクトにできる。

具体的にこのような条件の実現可能な架橋計画としては、

- a) 大水深の海峡横断橋梁
- b) 島（海上空港）へのアクセス道路
- c) 湾内横断道路
- d) マリーナ、リゾート施設への連絡道路
- e) 埠頭間道路
- f) 工事用や防災時の仮設道路

が考えられる。しかし、浮体橋の適用に関しては、気象や海象条件、地震による津波、船舶航行状況、通行車輛の規制の可否など架設地点によって大きく異なる条件が設計を支配することや明確な設計基準や使用性を含めた判定基準がないことから、一概に規定することは難しい。

運輸省では浮体橋に対する基礎研究として想定される具体的な架橋位置でのケーススタディーとあわせて自然条件をパラメトリックに変化させ、浮体橋の技術的可能性の目安を示している²⁶⁾。内容は、設計風速と潮流を定常外力とし、波高、波周期、水深を変化させ、浮体橋の動揺量を領域分割法によって算出している。対象とした浮体は、長さ 500 m、幅 20 m、高さ 10 m、喫水 5 m の形状で、水深 10 m ではドルフィン係留、水深 30 m および 50 m ではチェーン係留としている。試算により波高、波周期と係留力、単位波高と横揺れ（sway）の関係を求めて、図 1－5、6 に示すような浮体橋と自然環境との関係で建設の目安を示している。ただし、この建設の可能性についてはチェーン係留による横揺れ量により判定したものであり、係留方法によっては技術的に困難とされた領域においても可能であるとしている。

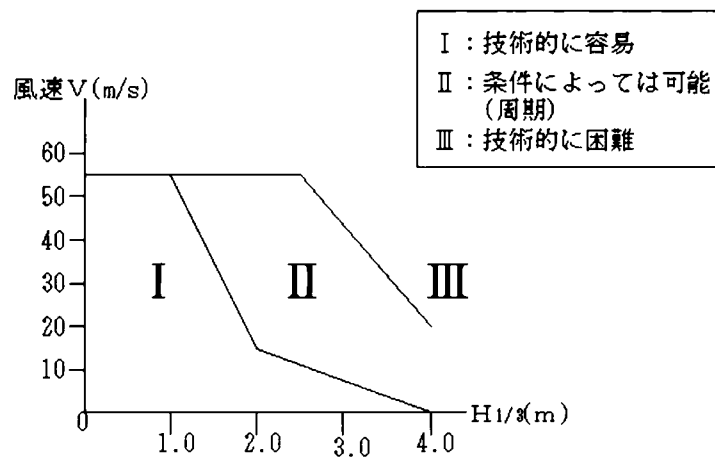


図 1-5 設計風速と波高による浮体橋の可能性²³⁾

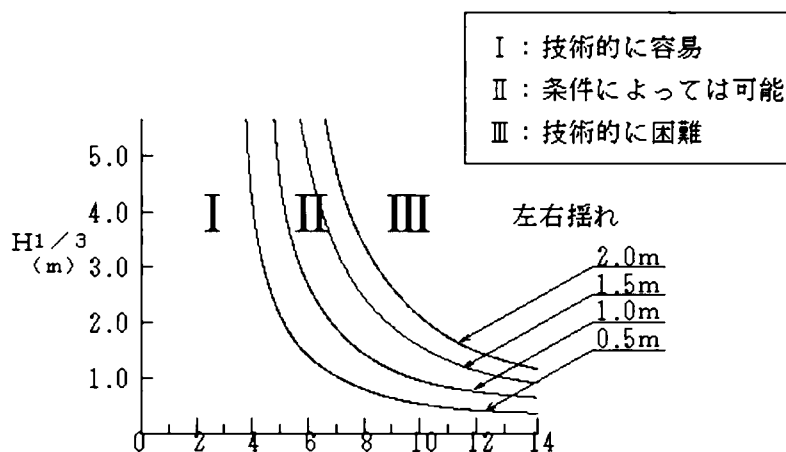


図 1-6 波高と波周期による浮体橋の可能性²³⁾

渡邊らは岬先端やリアス式海岸の湾奥部など沿岸急深部における交通路確保のため、浮体道路の適用可能性の検討を行っている²⁷⁾。ここでは水深 62.5 m を設定し、直径 46 m、高さ 8 m の円形ポンツーン（PC 製）にスパン 100 m の 1 ボックス鋼桁橋を想定して、応答解析を行うとともに水槽実験により結果を検証している。これによると有義波高 $H_{1/3} = 4.2$ m、有義波周期 $T_{1/3} = 7$ 秒では、設計が難しく、浮き消波堤などにより設計波高を 2.0 m 程度にする必要があるとしている。また、浮体橋の特性として喫水半径比により応答特性がかなり異なることを指摘している。

1. 4 研究モデル

本研究のモデルとしたのは、大阪市が建設した夢舞大橋（本研究では建設中の名称である「夢洲・舞州連絡橋」としている）である。この橋は、大阪市の臨海部の開発に伴って交通網整備を目的に計画されたものであり、図1-7に示すように2つの埋立地（夢洲、舞州）を結ぶものである。

この橋の形式選定理由は、前節で述べた浮体橋のフィージビリティの第一の要素である基礎の建設が難しいということではなく、可動橋という条件の下で選ばれたものであり、選定理由を概説すると以下のようにまとめられる。

夢洲と舞州間の水路は幅 400 m あり、北航路として位置づけられ、その南側の主航路の補助航路として主に小型船が航行している。このため北航路は、主航路が何らかの理由で船舶の航行が不能になった場合、大型船舶の航行ができる国際航路としての機能を確保しておく必要がある。この航路を横断する交通路としてシールドトンネル、沈埋トンネル、通常の桁下高の高い橋梁と可動橋が比較され、経済性、工期、土地利用の点から緊急時のみ航路解放する可動橋が計画されることとなった。

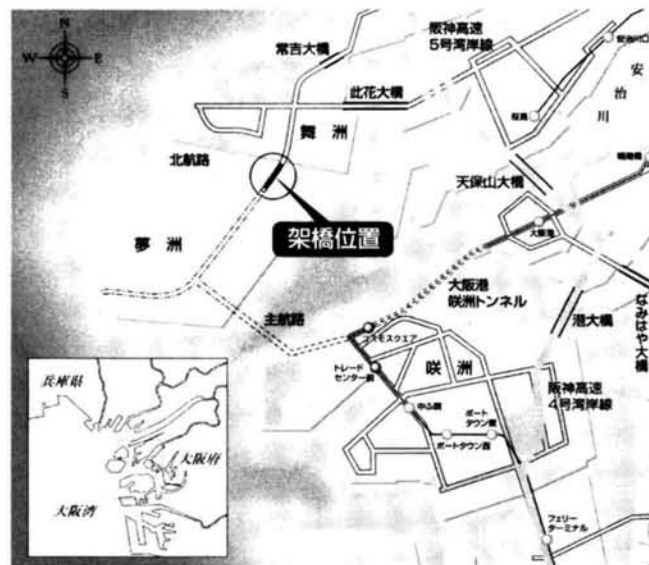


図1-7 夢洲・舞洲連絡橋位置図

可動橋の形式としては、一般的に昇開式、旋回式、跳開式、引き込み式があるが、非常時の必要航路幅が 200 m と既往の可動橋に比べて大きいことから、跳開式は不適当となり、これを除いて比較検討を行った。これらの検討の中で経済性の点からは、旋回式の浮体橋と対称な斜張橋を旋回させる案が他案と比較して大きく有利であることが判り、この2案をさらに詳細に検討した結果、以下の理由により旋回式浮体橋が選定された^{28,29)}。

①開閉頻度が非常に少ないと想定されることから、タグボートで浮体橋を旋回させるこ

とによって大きな動力が不要である。このため、駆動設備が小さくすることができるとともに旋回が確実に行うことができる。また、メンテナンスも容易である。

②夢洲が埋立工事中であり、今後埋立による大きな圧密沈下と地盤の側方変動が予想され、浮体とすることにより橋体や機械設備に対して埋立による地盤変動の影響を小さくできる。

③浮体橋本体の組立は、大型造船ドック内で行い、組立後に現地へ曳航架設することから、下部工事と並行に上部工事が行えるため大幅に工期の短縮が可能である。

夢洲・舞洲連絡橋の一般図を図1-8に示す。全体は約1 kmの橋であるが、中央航路部に旋回式浮体橋を適用し、その両端に緩衝桁、および夢洲と舞洲の陸上取付橋から構成されている。浮体橋は、図1-9および10で示すように、2つの鋼製ボンツー（58m × 58m × 8m）によりアーチ橋を支持した大型浮体構造物で2基の係留橋脚においてゴムフエンダーを介して横支持されている。浮体橋は、通常時には135 mの航路幅を確保しており、主航路が利用不可能になった緊急時にはタグボートで浮体橋全体を旋回させて、幅200 m、高さ制限の無い国際航路を確保するものである³⁰⁾。

浮体橋の上部構造は、シングルアーチ、ダブルアーチ、トラスの3案により比較検討された結果、橋全体の剛性確保や橋軸方向のねじりと曲げ剛性の均一化による波浪影響の軽減効果や局部変形防止等の構造特性の向上を図るとともに景観的にも優れているダブルアーチ案が採用された²⁹⁾。

夢洲・舞洲連絡橋は、我が国初の本格的浮体橋であるとともに世界的にも長大橋の基礎として浮体を活用することから、設計に関してなされた様々な技術検討は^{29,31) ~ 42)}、今後の浮体橋の発展に大いに寄与するものと考えられる。

1. 5 研究の目的と内容

本研究は、浮体橋の技術課題を明確にし、研究モデルの設計を通じてその解決方法と留意点を示すことを目的とした。浮体橋の設計は、計画される架設地点の自然条件に大きく左右されるため、本研究の成果がすべて他の浮体橋例に適用できるとは限らないが、設計手法ならびに得られた成果の定性的な結果については一般的な浮体橋にも十分活用ができると考えられ、今後の橋梁形式比較において浮体橋を選択肢とする場合には、おおいに参考になると考える。

本研究のモデルとなった夢洲・舞洲連絡橋の技術検討の流れを図1-11に示す。本研究では、この流れにおいてモデル特有の架橋条件や維持管理・運営に関する検討を除いて、浮体橋一般の技術課題についてまとめたものである。

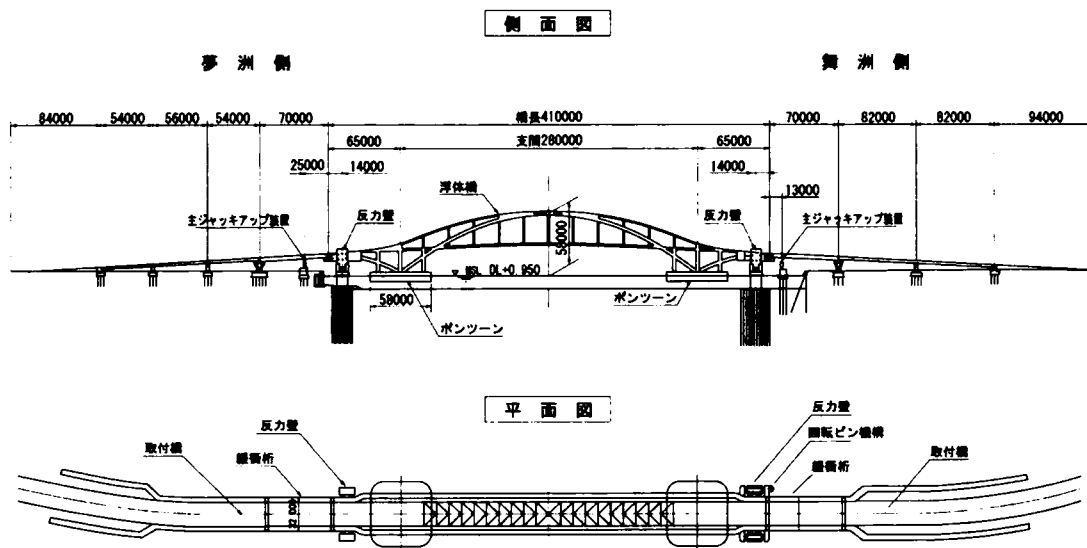
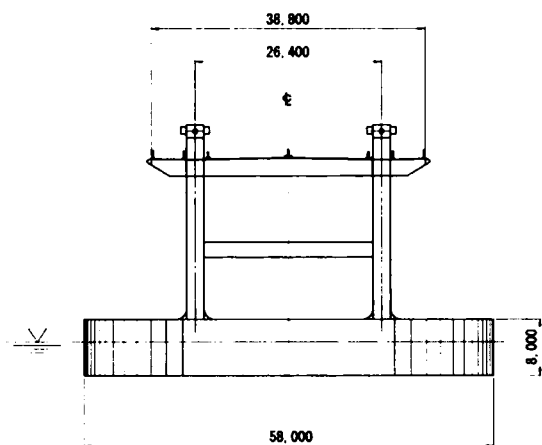


図 1 - 8 夢洲・舞洲連結橋一般図



1 - 9 ポンツーン部の構造

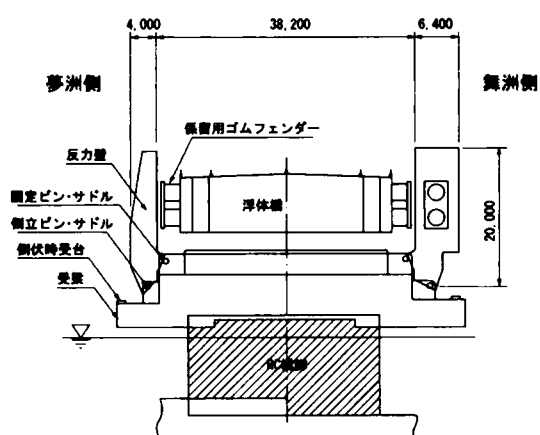


図 1 - 10 係留部の構造

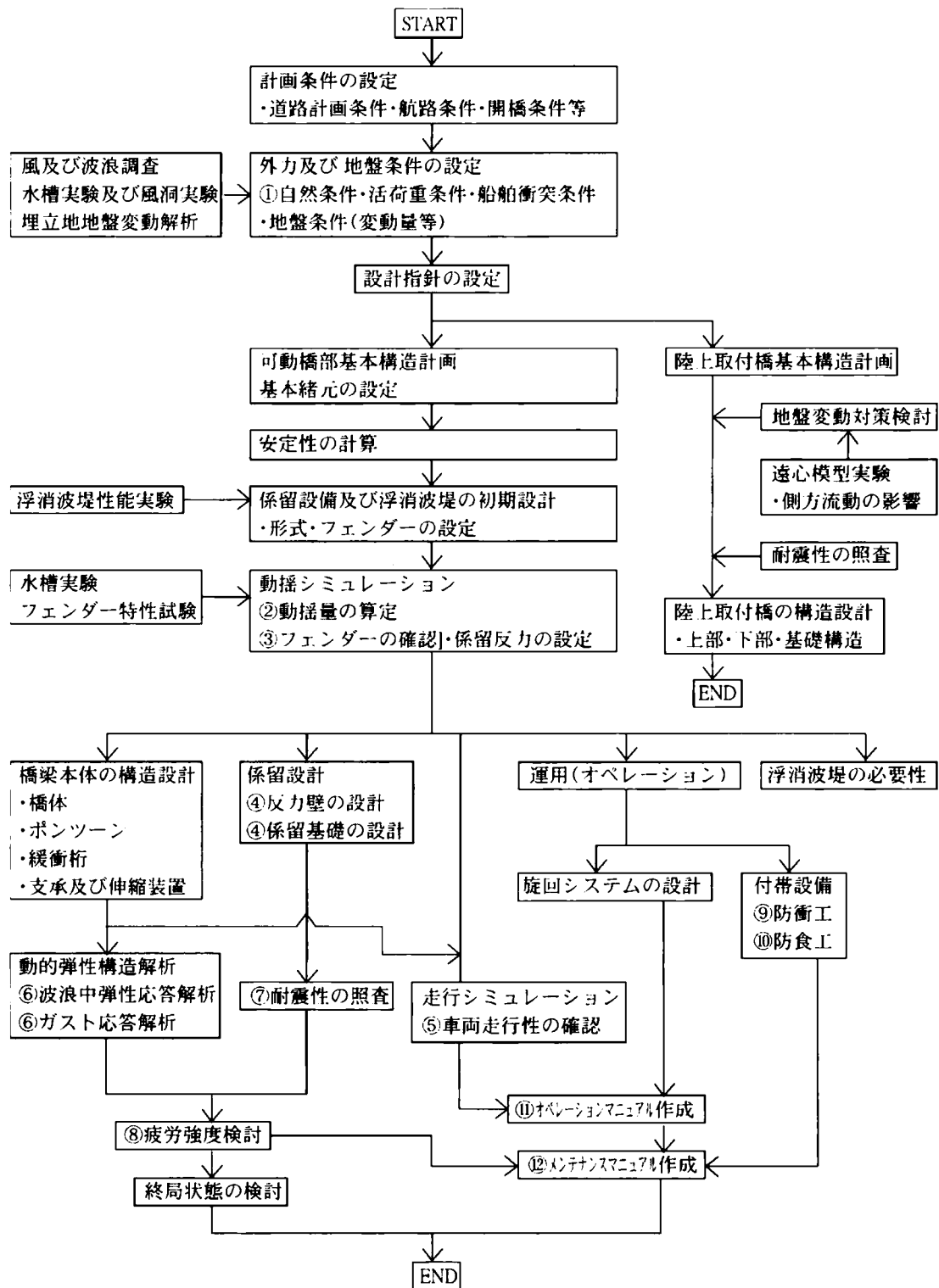


図 1-11 浮体橋（夢洲・舞洲連絡橋）技術検討フロー図

本研究の内容は以下のとおりである。

第1章では、浮体橋の歴史を調査するとともにその特徴を示す。また、過去の実施例を調査し、その諸元や特徴を整理する。それらの調査から浮体橋の適用に関して定性的な条件をまとめる。また、研究モデルについて概要を示す。

第2章では、浮体橋の設計荷重について述べる。ここでは特に浮体橋の重要な設計因子となる自然条件の取扱いと一般橋梁では考慮されない特殊荷重について示す。

第3章では、風洞実験について述べる。ここでは浮体橋の静的風荷重の算定と風荷重低減を目的とした対策を示す。

第4章では、浮体橋の安定性について述べる。ここでは既応の基準や船舶で用いられる手法で安定検討を行い、浮体の基本寸法の求め方を示す。また、浮体橋の横方向支持方法について述べる。

第5章では、夢洲・舞州連絡橋において横支持部材として用いたゴムフェンダーの力学特性を明確にするため行った各種試験について整理する。

第6章では、浮体橋の風・波浪による動揺について述べる。ここでは浮体橋の動揺量を算定するために実施した解析と3種類の大型水槽実験および第5章の材料試験と動揺解析とを同時に行うハイブリッドシミュレーションの手法、結果を示す。

第7章では、車輛の走行性について述べる。ここでは浮体橋を走行する車両の走行シミュレーションとその結果を評価するために実施した感覚調査アンケートとの比較を示すとともに浮体橋の使用性を走行車両の安全性と快適性の観点から判定した結果を示す。

第8章では、浮体橋の耐震性について述べる。ここでは設計に用いる地震入力特性、地震応答解析および大型水槽で実施した振動実験の内容と結果を示す。

第9章では、浮体橋の構造部材に対する疲労について述べる。ここでは風・波浪の入力頻度の整理法を示すとともに浮体橋の動揺によって発生する応力解析から浮体橋部材の疲労解析手法と判定例を示す。

第10章では、船舶衝突に対する安全性について述べる。ここではポンツーンと船首を立体薄板としてモデル化し、弾塑性解析を用いて船舶衝突時のポンツーンの損傷を検討し、漏水した場合の浮体橋の供用性について判定する手法を述べる。

第11章では、浮体橋の設計で特徴的な3項目について述べる。ここでは荷重の組合せと許容応力度、変位設計および防錆設計の考え方と実施例を示す。

最後に本研究のまとめと本研究で成しえなかった課題について整理している。

【参考文献】

- 1) Gabor Medved, 成瀬輝夫 監修・訳：世界の橋物語，山海堂，pp.161，1999.2.
- 2) 山本宏：橋の歴史，森北出版，pp.149-151，1991.4.

- 3) 同済大学出版社：中国橋梁 Bridge in China, pp.25-27,1993.4.
- 4) 孫波 編：中國古橋，華藝出版社，pp.143,1993.6.
- 5) 神宮司庁：古事類苑，地部三十八，吉川弘文館，1996.6.(第6刷)
- 6) 土木学会編：明治以前日本土木史，岩波書店，1973.
- 7) 渡辺和雄：万葉の歌 1 4 人と風土 中部・関東北部・東北，保育社，pp.75-78, 1986.6.
- 8) 川田忠樹：橋と日本文化，口絵，1999.6.
- 9) 松村博：日本の百名橋，鹿島出版会，pp.82-85, 1998.8.
- 10) Washington State Department of Transportation : Lacey V.Murrow Bridge Replacement Design Criteria-Floating Structure, 1992.3.
- 11) (財) 沿岸開発技術センター：浮体構造物技術マニュアル，1991.3.
- 12) 渡邊英一：浮力の活用，橋梁と基礎,pp.5-7, 1997.8.
- 13) 渡邊英一：浮橋・水中トンネル建設の動向，海峡横断，Vol.9,1997.7
- 14) M.Myint Lwin : Floating Bridges in The United States,Proceeding of International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone,Port and Harbor Institute,pp.56-73, 1994.
- 15) R.W.Luft : Analysis of Floating Bridges,The Hood Canal Bridge,Proc.Second ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures,Atlanta,1981.1.
- 16) B.J.Hartz : Dynamic Response of the Hood Canal Bridge,Proc.Second ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures,Atlanta,1981.1.
- 17) C.H.Beauchamp et al : Dynamic Response of a Floating Bridge to Wave Forces,Proc.Second ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures,Atlanta,1981.1.
- 18) E. Bratteland : Floating Marine Structures in Norway State of the Art , Proc. of International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone,pp.17-39,1994.
- 19) E. Landet : Planning and Construction of Floating Bridges in Norway, Proceedings of International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone,pp.43-55,1994.
- 20) G.Solland ,S.Haugland ,J.H.Gustavsen : The Bergsoysund Floating Bridge,Norway, Structural Engineering International,Vol.3,pp.142-144,1993.
- 21) P.Meaas ,E.Landet ,V.Vindoy : Design of the Salhus Floating Bridge (Nordhordland Bridge), Proc.of 3rd Symposium on Strait Crossing , Alesund Norway, pp.729-734,1994.
- 22) London Docklands Development Corporation : パンフレット，Building Bridges,
- 23) A.Cho : A Bouyant Crossing, Engineering News-Record, 1997.8.
- 24) 宝田他：超大型海洋構造物のテクノロジ・アセスメントの一例（その6），日本造船学会誌，647号，pp.24-44, 1983.5.
- 25) Watanabe,E. : Large Offshore Facilities in Japan, Proceeding of International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone, Port and Houbour Research Institute, pp.3-16, 1994
- 26) 運輸省港湾局技術課，(財) 沿岸開発技術センター：フローティングブリッジ開発基礎調査報告書，1991.3.

- 27) 渡邊英一，宇都宮智昭，清水大吾，小林茂，松永昭吾：浮体橋のフィージビリティーに関する一検討例，土木学会第2回浮体橋の研究小委員会資料，1999.12.
- 28) 丸山忠明：旋回式浮体橋の建設，日本造船学会第14回海洋工学シンポジウム概要集，pp.327-334，1998.7.
- 29) 丸山忠明，川村幸男，津田智康，岸本俊雄，田中洋，安田義則：夢洲～舞州連絡橋（仮称）の計画と設計（上），橋梁と基礎 Vol.32，No.2，pp.15-24，1998.2.
- 30) 中西正昭，丸山忠明：ボートで橋が動く，土木学会誌，pp.12-14, Vol.83, 1998.2.
- 31) Maruyama, T., Watanabe, E., Utsunomiya, T., Tanaka, H. : A New Movable Floating Arch Bridge in Osaka Harbor, The 6th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Taipei, pp.429-434, 1998.1.
- 32) Maruyama, T., Watanabe, E., Tanaka, H. : A New Movable Floating Bridge Project in Osaka City, IABSE Symposium Long-Span and High-Rise Structure, pp.155-161, Kobe, 1998.9.
- 33) Maruyama, T., Watanabe, E., Tanaka, H. : Floating Swing Bridge with a 280 m Span, Osaka, Structural Engineering International, pp.174-175, 1998.7.
- 34) 丸山忠明，川村幸男，津田智康，武田純男，中地映司，岡俊蔵，土屋昌義：夢洲～舞州連絡橋（仮称）の計画と設計（下），橋梁と基礎 Vol.32，No.3，pp.27-36, 1998.3.
- 35) Maruyama, T., Kawamura, Y., Yubisui, M., Tanaka, H. : Construction of a Floating Swing Arch Bridge in Osaka, Proc. of the 16-th Bridge Workshop UJNR, pp.419-431, Nevada, USA, 2000.10
- 36) Maruyama, T., Kawamura, Y., Yubisui, M., Tanaka, H. : Design Concept of a Floating Swing Bridge in Osaka, Proc. of the 15-th Bridge Workshop UJNR, Tsukuba, Japan, 1999.11.
- 37) Ueda, S., Maruyama, T., Tanaka, H., Nagata, S., Ikegami, K., Kobayashi, M., Yanase, S.: Construction of Movable Floating Road Bridge at Yumeshima-Maishima Osaka City, Proc. of UJNR MFP 23rd meeting, MD, USA, 1998.10.
- 38) Watanabe, E., Maruyama, T., Tanaka, H. : Design and Construction of a Floating Swing Bridge in Osaka, Proc. of the 3rd International Workshop on VLFS, pp.888-897, Hawaii, USA, 1999.9.
- 39) Watanabe, E., Ueda, S., Maruyama, T., Tanaka, H., Takeda, S. : Engineering Considerations for a Floating Swing Bridge in the Port of Osaka, Proc. of ISOPE'2000, pp.183-190, Seattle, USA, 2000.6
- 40) Maruyama, T., Kawamura, Y. : Construction of a Floating Swing Bridge Yumemai Bridge, Osaka and Its Technology vol.34, pp.28-43, 2001.1.
- 41) Watanabe, E., Ueda, S., Maruyama, T., Kawamura, Y., Tanaka, H., Takeda, S.: An Osaka Floating Swing Arch Bridge Towed to the Site from Dockyard, Forth Symposium on Strait Crossings 2001, Norway, pp.293-299, 2001.9.
- 42) Maruyama, T., Kitamura, M., Tanaka, H. : Design & Construction of Yumemai Floating Swing Bridge in Osaka, PIANC bulletin No.109, 2002.1.

第2章 浮体橋の設計条件

2. 1 浮体橋に対する荷重の考え方

我が国の道路橋の設計に関しては、「道路橋示方書」¹⁾の規定に従うのが原則である。浮体橋の設計においても、共通する項目についてはこの規定に従うものである。ただ、示方書が浮体橋を対象にしていないと考えられる。ここで共通する項目とは、荷重では死荷重、活荷重、温度変化など国内では特別な条件がない限り同一の荷重が相当する。また、橋の部材の設計法や判定基準もこの範疇となる。

ところが浮体橋は、一般の陸上部の橋梁と異なり、自然条件が重要な設計因子となることから、架設地点の地形なども考慮した設計荷重を設定する必要がある。自然条件は、本来ばらつきのある確率事象であり、確率手法を取り入れた設計法では現地の計測結果や過去のデータをそのまま利用することも可能な場合があるが、現行の示方書の設計体系が許容応力度法であることから、他の荷重と組み合わせるため確定値として静的設計法に組み入れる必要がある。

また、浮体橋が「動く」ことを前提としていることから、動揺に対する設計法や橋体の運動に対する判定基準を定める必要がある。さらに船舶衝突や疲労など設計法や判定基準など現行の示方書には記述されていない事項に関しては、類似の基準や過去の研究成果を設計に取り入れる必要がある。その際にも架設地点特有の条件を整理して設計に反映しなければならない。

本章では、浮体橋の設計荷重のうち、一般の陸上橋梁と異なるものについて述べるが、主に風に関する気象条件と波浪に関する海象条件のデータの処理、解析や実験によって得られた結果から設計荷重の算定方法を提案する。

2. 2 気象条件

風荷重について示方書では、設計基準風速 V_{10} （高度10mでの10分間平均風速）を一部の強風地域を除いて全国一律に40m/sと規定している。これは、過去のデータから再現期間 R を50年として非超過確率を0.6以上として定められたものである。ただ、この規定の解説にあるように風速は、地理的位置、周辺の地形条件、地表条件によって異なることから浮体橋の設計では、これらの条件を考慮する必要がある。とくに本研究のモデルである夢洲・舞州連絡橋は、埋立地を結ぶ海水路に計画され、最大支間長が280mと示方書の適用範囲を超えていることから独自に風荷重を設定した。

一般の固定橋においても海上もしくは臨海部にあり、支間長が200mを超える橋梁については、別途の設計基準風速を設定している例が多い。大阪湾周辺の支間200m以上の橋

梁において適用された設計基準風速を調査したところ表 2－1 のようであり，各橋梁において 50m/s を最大にばらついている。

表 2－1 大阪湾周辺の長大橋設計風速

橋 梁 名	設計基準風速 V10(m/sec)	耐用年数 T (年)	再現期間 R (年)	非超過確率 α	事 業 者
明 石 大 橋	46	75	150	0.605	本四公団
東神戸大橋	40	50	100	0.605	阪神公団
天保山大橋	50	70	100	0.495	阪神公団
本四連絡橋	37 ～ 50*	75	150	0.605	本四公団
道 示	40	50	100	0.605	道路協会

2.2.1 風の統計解析

夢洲・舞州連絡橋の設計基準風速を設定するにあたり，架設地点周辺における気象観測データとして図 2－1 に示す 5 ヶ所のデータを利用した。これらの観測点のデータ収集期間と諸元を表 2－2 に示す。このうち統計解析による確率風速を精度よく算定するためにはできるだけ長期間の連続したデータが必要であることから，数十年にわたるデータを蓄積している大阪管区気象台のデータを中心に確率風速を求めることとした。しかし，架設地点に最も近い北港ヨットハーバーの記録が架設地点の風の特徴を代表しているとの考えから，大阪管区気象台の風向・風速を北港地点の風に換算した。

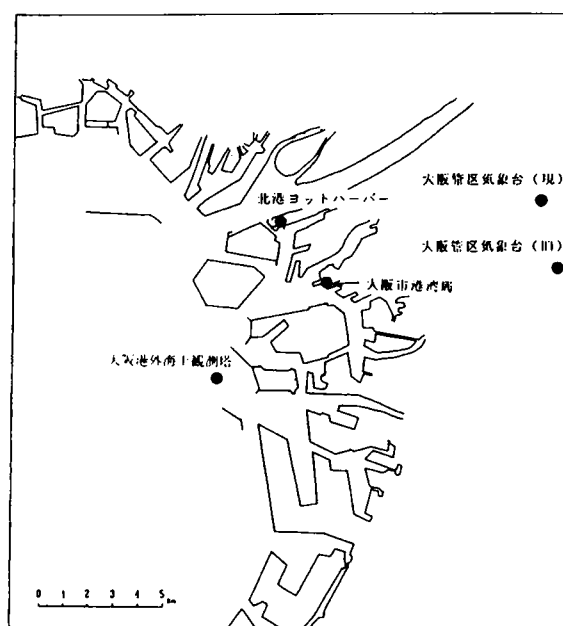


図 2－1 架設位置周辺の気象観測ポイント

表 2-2 各観測所の諸元

観測所	観測期間	位置		測器設置高度	
		北緯	東経	標高	地上高
大阪管区気象台	1910年9月1日～	34°39'N	135°26'E	1.5m	16.4m
	1933年7月1日～	34°39'N	135°32'E	4.8m	19.4m
	1968年8月1日～	34°41'N	135°31'E	23.1m	53.0m
	1993年2月1日～	34°41'N	135°31'E	23.1m	94.2m
大阪市港湾局庁舎	1970年7月 日～	34°38'N	135°26'E	2.0m	36.8m
北港ヨットハーバー	1973年2月3日～	34°40'N	135°25'E	2.0m	13.3m
木津川尻	1931年～1940年			1.7m	15.7m
築港分室	1951年～1966年	34°38'N	135°26'E	2.2m	18.0m

まず、2つのデータの相関を調査した。風向に関しての相関表を表2-3、4および5に示す。表2-3は、全データであるが、表2-4では5m/s、表2-5では10m/sのしきい値を設定している。しきい値の設定により相関が強くなることから設計基準風速のよ
うな強風に関しては十分な相関が認められる。

表 2-3 風向の相関(全データ)

統計期間：1987年1月～1995年12月

風速のしきい値：なし

管区 北港	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	N
NNE	1689	461	154	81	48	49	38	29	19	22	14	10	26	114	330	951
NE	2713	1670	579	194	114	96	52	28	25	19	20	20	13	110	237	972
ENE	2177	2255	1102	295	156	126	84	33	30	31	20	10	11	54	116	505
E	941	1283	678	271	170	91	39	24	10	17	5	5	15	33	46	191
ESE	46	38	59	72	121	119	45	20	12	11	11	5	6	13	14	35
SE	15	12	16	27	36	70	48	21	21	11	6	1	6	10	7	26
SSE	16	12	18	8	27	54	81	37	39	40	22	11	8	11	6	12
S	16	17	16	8	23	35	60	61	86	94	61	22	8	6	6	17
SSW	10	9	10	4	8	14	21	30	123	151	58	21	5	11	3	24
SW	42	29	29	23	18	28	51	68	228	1100	781	197	64	59	34	66
WSW	77	76	60	39	35	51	42	56	150	1249	1969	729	173	111	88	120
W	177	129	97	42	57	45	51	38	89	562	1798	1983	518	242	135	183
WNW	200	149	109	53	31	57	25	33	58	328	1195	1399	629	332	134	177
NW	125	74	52	21	18	29	16	22	32	54	140	313	401	495	322	184
NNW	215	73	35	19	23	30	23	22	20	27	38	64	177	584	723	475
N	1201	260	99	70	58	75	51	38	32	37	34	43	113	420	1029	1207

単位：度数

表 2-4 風向の相関 (5m/s以上)

統計期間：1987 年 1 月～1995 年 12 月

風速のしきい値：5 m/s

管区 北港	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	N
NNE	137	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	5	29	92
NE	94	82	32	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	53
ENE	33	152	170	18	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1
E	23	191	136	61	19	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1
ESE	0	0	0	5	10	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SE	0	0	0	0	4	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SSE	0	0	0	0	2	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0
S	0	0	0	0	0	0	5	6	13	1	0	0	0	0	0	0
SSW	0	0	0	0	1	0	1	0	30	5	0	0	0	0	0	0
SW	0	0	0	1	1	1	1	0	30	299	201	20	0	3	0	0
WSW	0	0	0	0	1	0	0	0	8	277	678	195	6	1	4	0
W	2	1	0	0	2	0	0	0	0	101	536	871	110	20	7	1
WNW	0	0	0	0	0	0	0	0	1	15	181	438	114	38	8	1
NW	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	116	66	109	96	23
NNW	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	6	11	101	177	93
N	222	5	1	0	1	0	0	0	0	0	0	3	3	46	206	346

単位：度数

表 2-5 風向の相関 (10m/s以上)

統計期間：1987 年 1 月～1995 年 12 月

風速のしきい値：10 m/s

管区 北港	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	N
NNE	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NE	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
ENE	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ESE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SSE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
SSW	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SW	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	2	0	0	0	0	0
WSW	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	13	5	1	0	0	0
W	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	59	5	0	0	0
WNW	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	15	4	0	0	0
NW	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4	0	0	0
NNW	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
N	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4

単位：度数

つぎに風向別風速相関の解析を行った。風速の相関関係を求めるには同一高度の風に換算する必要があるため、1/7乗則を用いて高度換算し、高度10mの風速で整理した。ここでは、両地点が同時に観測している期間の同時刻のデータのうち5m/s以上の相関関係を調査した。調査結果の例として全方向の相関と水路方向である西風の相関図を図2-2に示す。これらから風速に関しても2つの観測地のデータはよい相関を示していると言える。とくに夢洲・舞州連絡橋の設計において設計上の主方向（橋軸直角方向）である西風の相関が他方向よりもよいことから大阪管区気象台のデータを一定の率で補正し、確率風速を定めた。

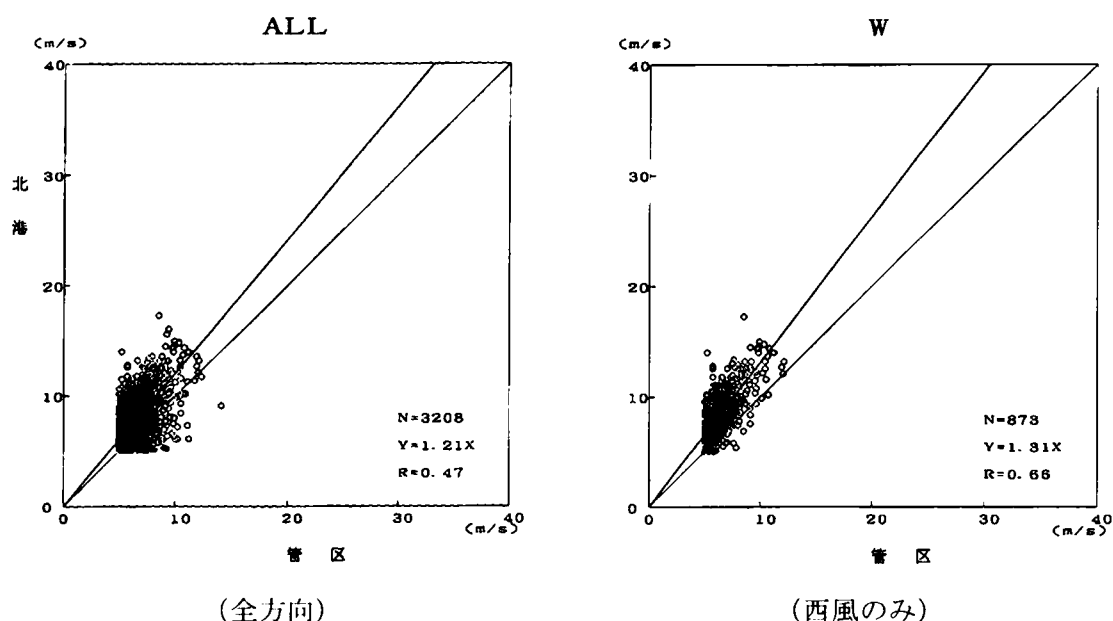


図2-2 風速の相関

表2-6に大阪管区気象台の1931年から1995年までの観測値と高度10mおよび北港への換算推定風速を整理した。この風速データをもとに Petruaskas-Aagaard²⁾の方法により、確率風速を算定した。表2-7に確率風速による推定結果を、図2-3に年最大風速の分布と回帰式を示す。これらから、道路橋示方書に準じて耐用年数50年、再現期間100年として95%信頼限界に相当する $V_{10}=42\text{m/s}$ を確率から求めた設計基準風速とした。

また、大阪港地域では自動車交通の安全上、長大橋において風速20m/s以上となった場合、通行止めを行うことから、 $V_{10}=20\text{m/s}$ を供用限界風速として規定し、供用時の通行車輛の安全性や乗り心地の検証に用いた。また、夢洲・舞州連絡橋は旋回式の浮体橋であり、旋回作業の基準として大阪港内の作業制限風速10m/sがあるが、安全側の評価として旋回時設計風速として $V_{10}=15\text{m/s}$ を規定した。

表 2-6 年最大風速の北港への換算

年	大 阪 管 区 気 象 台				北港への換算係数	北港への換算値
	実 測 値		高度補正係数	高度補正後の値		
1931	W	15.3	0.93	14.3	1.21	17.3
1932	N W	15.1		14.1	1.21	17.1
1933	WSW	18.6	0.91	16.9	1.21	20.4
1934	S (42.0)			38.2	1.21	46.2
1935	WSW	13.8		12.6	1.21	15.2
1936	WSW	17.2		15.6	1.21	18.9
1937	S W	14.5		13.2	1.21	16.0
1938	S W	14.5		13.2	1.21	16.0
1939	WSW	11.3		10.3	1.21	12.5
1940	WSW	13.8		12.6	1.21	15.2
1941	W	13.7		12.5	1.21	15.1
1942	W	14.3		13.0	1.21	15.7
1943	W	16.7		15.2	1.21	18.4
1944	S W	18.6		16.9	1.21	20.4
1945	S	19.0		17.3	1.21	20.9
1946	SSW	17.5		15.9	1.21	19.2
1947	W	16.2		14.7	1.21	17.8
1948	S W	14.2		12.9	1.21	15.6
1949	W	16.1		14.6	1.21	17.7
1950	S	28.1		25.6	1.21	31.0
1951	S W	17.4		15.8	1.21	19.1
1952	WSW	17.1		15.6	1.21	18.9
1953	NNW	22.0		20.0	1.21	24.2
1954	SSW	16.9		15.4	1.21	18.6
1955	WSW	18.0		16.4	1.21	19.8
1956	ESE	18.0		16.4	1.21	19.8
1957	NNW	16.8		15.3	1.21	18.5
1958	WSW	18.0		16.4	1.21	19.3
1959	NNE	19.9		18.1	1.21	21.9
1960	W	14.0		12.7	1.21	15.4
1961	9/16 SSE	33.3		30.3	1.21	36.7
1962	7/27 N E	17.0		15.5	1.21	18.8
1963	8/31 SSW	15.7		14.3	1.21	17.3
1964	9/25 SSW	19.0		17.3	1.21	20.9
1965	9/10 S	17.3		15.7	1.21	19.0
1966	12/1 W	15.3		13.9	1.21	16.8
1967	3/23 W	13.2		12.0	1.21	14.5
1968	8/29 S W	17.0	0.79	13.4	1.21	16.2
1969	12/3 WNW	19.7		15.5	1.21	18.8
1970	7/5 ENE	22.2		17.5	1.21	21.2
1971	1/5 WSW	16.7		13.2	1.21	16.0
1972	9/16 N	23.2		18.3	1.21	22.1
1973	11/17 WSW	15.2		12.0	1.21	14.5
1974	3/22 W	18.3		14.4	1.21	17.4
1975	8/23 S W	18.9		14.9	1.21	18.0
1976	12/8 W	14.8		11.7	1.21	14.2
1977	4/28 S W	15.0		11.8	1.21	14.3
1978	2/28 W	16.9		13.3	1.21	16.1
1979	9/30 WNW	17.6		13.9	1.21	16.8
1980	10/26 W	16.0		12.6	1.21	15.2
1981	12/2 W	14.5		11.4	1.21	13.8
1982	9/25 ENE	15.4		12.1	1.21	14.6
1983	3/17 W	17.8		14.0	1.21	16.9
1984	9/4 W	13.9		11.0	1.21	13.3
1985	9/7 WSW	13.9		11.0	1.21	13.3
1986	12/28 WSW	12.6		9.9	1.21	12.0
1987	10/16 ENE	15.7		12.4	1.21	15.0
1988	11/25 W	12.9		10.2	1.21	12.3
1989	8/27 ENE	13.1		10.3	1.21	12.5
1990	9/19 NNE	17.1		13.5	1.21	16.3
1991	9/27 SSW	17.2		13.6	1.21	16.5
1992	8/9 S W	15.1	0.73	11.9	1.21	14.4
1993	9/4 SSW	19.4		14.1	1.21	17.1
1994	2/9 W	16.4		11.9	1.21	14.4
1995	3/11 W	16.1		11.7	1.21	14.2

* 北港への換算係数は全方位の平均値(=1.21)を採用した。

表 2-7 再現期間に対する確率風速

地点：北 港 風向：全風向

統計期間：1931年～1995年

年	変換確率	確率風速 (m/s)	標準偏差 (m/s)
1.0	0.000	13.692	4.174
2.0	0.613	15.672	3.526
3.0	1.134	17.350	3.302
4.0	1.546	18.680	3.383
5.0	1.886	19.779	3.614
10.0	3.041	23.504	5.140
15.0	3.775	25.873	6.423
20.0	4.319	27.629	7.444
25.0	4.753	29.030	8.286
30.0	5.115	30.199	9.001
50.0	6.164	33.584	11.118
100.0	7.662	38.418	14.206
相関係数 $R = 0.947$ (データ数：65)			
回 帰 式 $Y = 3.227 * X + 13.692$			

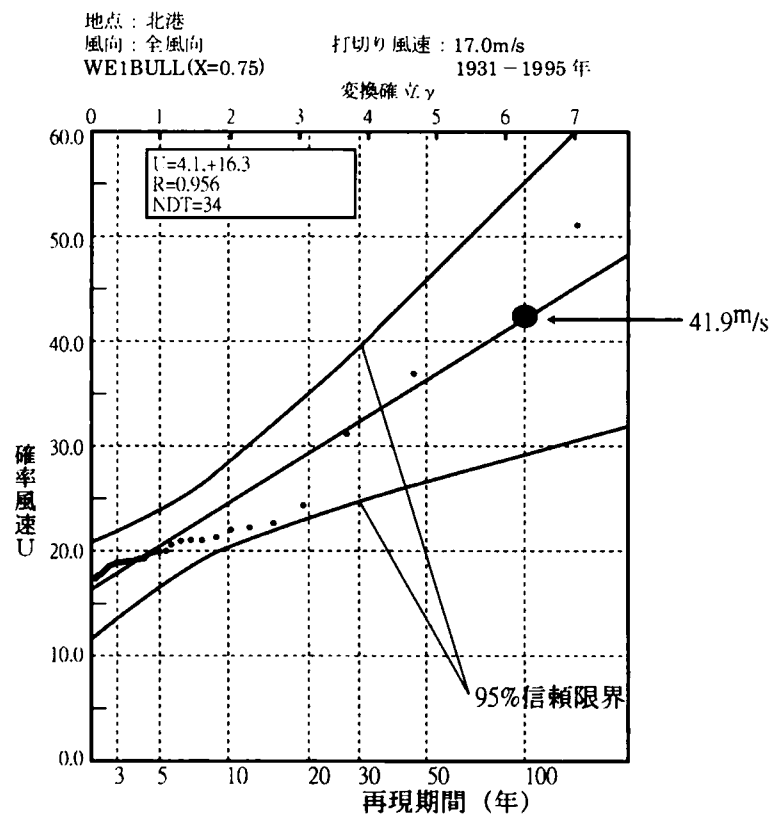


図 2-3 最大風速の分布と回帰式

2. 3 海象条件

道路橋示方書では海象条件に関して規定しているには波圧のみであり、これは鉛直壁に作用する碎波を静水圧として分布させることとしており、橋脚設計に適用される。ただし、一般の陸上橋梁では通常無視されているものである。浮体橋では潮位による橋体変位、波浪による動揺等、海象条件が橋の安全性、耐久性、使用性のいずれにも大きく関与する。ただし、海象条件は、架設地点の地形と密接な関係にあり、同じ大阪港内であってもすべての値を一律に規定することができない。ここでは、夢洲・舞州連絡橋で行った海象条件の設定について述べる。

2.3.1 沖波波浪推算

波浪推算にあたっては、まず、風場を図2-4に示す観測点の三角網により実測風の補間を行い推定した。具体的には、1956～1995年の40年間に大阪湾に高波浪をもたらしたと推定される気象攪乱を台風とそれ以外に分類し、それぞれ年1～2ケース抽出した。抽出数は、台風で56ケース、それ以外の強風で56ケースである。このケース毎に各観測点の実測データを図2-5に示した1kmメッシュデータ(59×61)として内挿して風場を推算する。対象地形としては、図2-5に示した現況地形と将来の大阪湾内で計画されている埋立予定を取り入れた将来地形の2ケースを設定した。ここで●印が調査対象地点である。

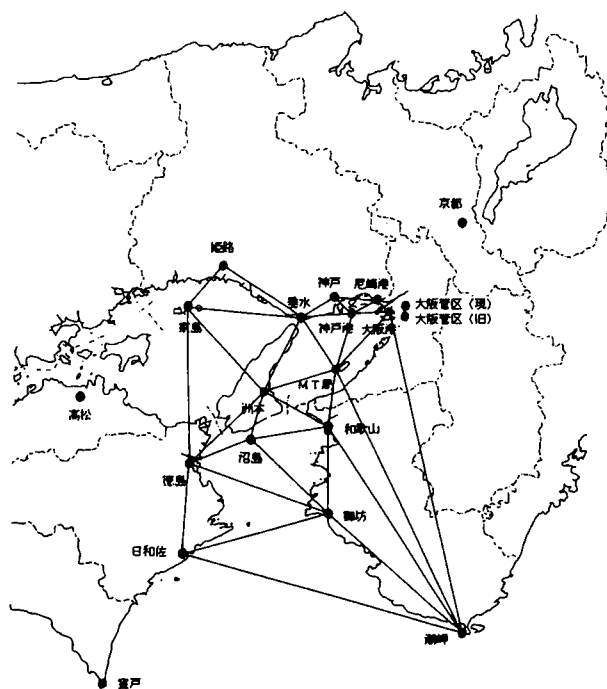


図 2-4 風計算のための三角形編み

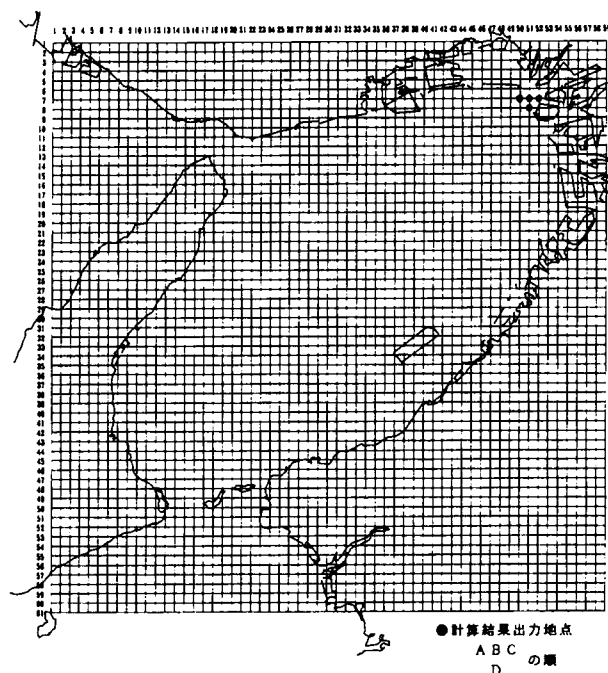


図 2-5 風計算用メッシュ

つぎに各メッシュ内の領域で風向および風速の変動に従って波浪を Wilson 式³⁾により発達させる。ある格子点にあった波が一定の時間内に発達しながら進行したら、それらの波から再び格子点上の波を逆算し、常に格子点上の波の値が得られるようになっている。これは有義波法の格子点法⁴⁾と呼ばれる手法である。最近の波浪推算手法としてはスペクトル法⁵⁾が用いられることが多いが、スペクトル法は深海波を対象として研究開発された経緯があり、浅海域への適用実績が少ないことから格子点法を用いたものである。

さらに、推算値と波浪観測地点で実測値が得られているケースについて実測値と推算値を比較検証し、推算値の補正を行うこととした。実測値が得られているのは神戸港、大阪港および関西国際空港MT局であり、推算値との比較は、図 2-6 に示すように波高、周期とも推算値が危険側（推算値が実測値より小さい）となっていることから図中の回帰線により補正した。このようにして行った沖波の波浪推算結果の最大値を表 2-8 および 2-9 に示す。

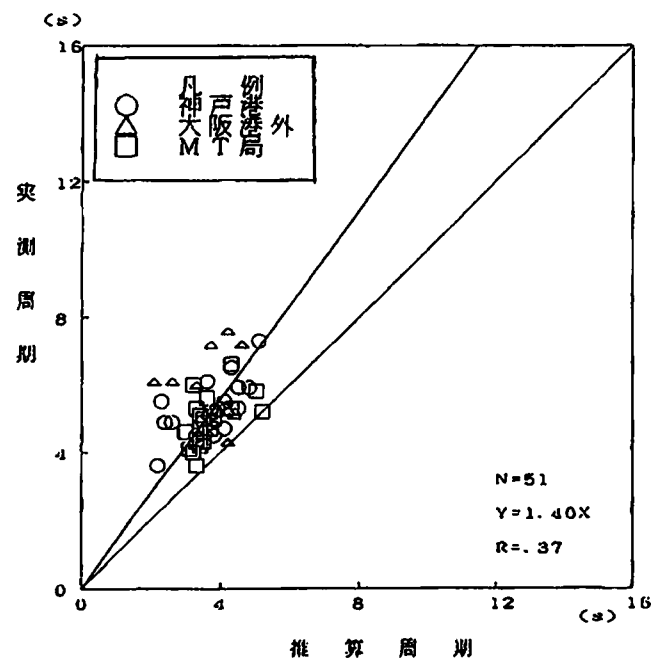
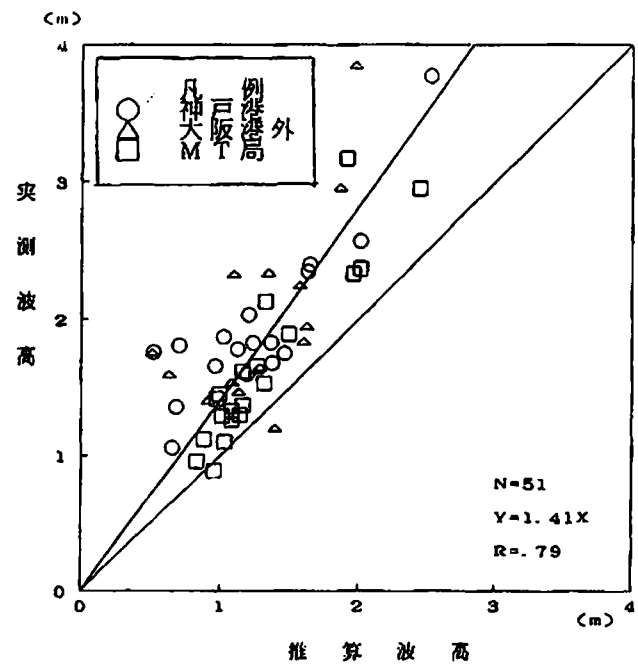


図 2-6 推算値と実測値の比較

表 2-8 波高、周期の推算値(現況地形)

波 向	A 地 点		B 地 点		C 地 点		D 地 点	
	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s
NNE	1.27	3.4	.73	2.2	.62	2.1	1.02	2.8
N E	1.00	2.9	.66	2.7	.55	2.2	.78	2.5
ENE	1.10	3.2	.82	2.5	.56	2.4	.68	2.2
E	1.30	3.6	1.02	3.1	.58	2.1	.58	2.4
ESE	1.03	3.2	.78	2.7	.44	1.8	.52	2.2
S E	.93	3.2	1.03	2.9	.54	2.2	1.09	3.1
SSE	2.20	5.3	1.57	4.3	.55	2.2	1.66	4.2
S	2.86	6.3	2.76	6.2	.69	2.2	2.79	6.2
SSW	3.47	7.0	3.44	7.3	1.48	3.4	3.41	7.3
S W	3.62	7.4	3.55	7.3	2.28	4.6	3.54	7.0
WSW	3.48	7.3	3.51	7.0	2.83	6.0	3.58	7.1
W	2.98	6.3	3.06	6.4	2.79	5.9	3.23	6.7
WNW	1.58	4.1	1.62	4.6	1.58	4.3	2.09	5.0
N W	.89	2.9	.90	2.8	.92	2.8	1.48	4.6
NNW	1.17	3.4	.65	2.2	.59	2.1	1.11	3.2
N	1.40	3.8	.63	2.1	.63	2.1	1.11	3.2
全波向	3.62	7.4	3.55	7.3	2.83	6.0	3.58	7.1

※台風時と強風時を比較し大きい方を挙げています。

表 2-9 波高、周期の推算値(将来地形)

波 向	A 地 点		B 地 点		C 地 点		D 地 点	
	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s
NNE	1.27	3.4	.73	2.2	.62	2.1	1.02	2.8
N E	1.00	2.9	.66	2.7	.55	2.2	.78	2.5
ENE	1.10	3.2	.82	2.5	.56	2.4	.68	2.2
E	1.30	3.6	1.02	3.1	.58	2.1	.58	2.4
ESE	1.03	3.2	.78	2.7	.44	1.8	.45	2.0
S E	.79	2.9	.72	2.8	.54	2.2	.63	2.5
SSE	1.80	5.0	1.00	3.1	.55	2.2	.78	2.7
S	2.86	6.3	1.61	4.2	.63	2.1	1.23	3.4
SSW	3.37	7.1	2.83	6.2	1.25	2.9	2.35	5.2
S W	3.45	7.1	3.26	6.4	2.27	4.6	3.17	6.3
WSW	3.27	6.6	3.30	6.6	2.44	5.3	3.24	6.4
W	2.45	5.5	2.61	5.6	2.40	5.2	2.90	6.0
WNW	1.44	3.5	1.34	3.4	1.37	3.9	1.93	4.5
N W	.89	2.9	.78	2.5	.80	2.5	1.24	4.1
NNW	1.17	3.4	.65	2.2	.59	2.1	1.11	3.2
N	1.40	3.8	.63	2.1	.63	2.1	1.11	3.2
全波向	3.45	7.1	3.30	6.6	2.44	5.3	3.24	6.4

※台風時と強風時を比較し大きい方を挙げています。

2.3.2 確率波高の算定

確率波高の算定は、まず、沖波波浪推算での気象攪乱、波向きごとの最大波高データを Weibull 分布にあてはめ、データに最も適合する関数形を見いだす。その推定関数式を外挿して再現期間に対応する確率波高を算定した。図 2-7, 2-8 に現況地形および将来地形に対する確率波高の分布と推定関数式を示す。また、最大波高に対する周期については、波高との関係をプロットし、 $T = \alpha \cdot H \cdot \beta$ (T : 周期, H : 波高, α , β : 係数) で推定した。図 2-9 および 2-10 に波高と周期の相関を示す。これらから、現況地形に対しては 50 年、将来地形に対して 100 年の再現期間を考慮して、表 2-10 に示した確率波高と波長を算定した。

調査 4 地点のうち、C 点は明らかに地形の影響が大きく、小さめの波高となっており、設計波の設定は A, B, D の 3 点の平均値を用いることとし、現況地形と将来地形の大きい方の値をとり、再現期間は風とあわせて 100 年としている。夢洲と舞州間の水路は、W ~ WNW 方向に開かれているが、数値では WSW が最大となっているケースが多く、表 2-11 に示す 3 方向を設計沖波とした。

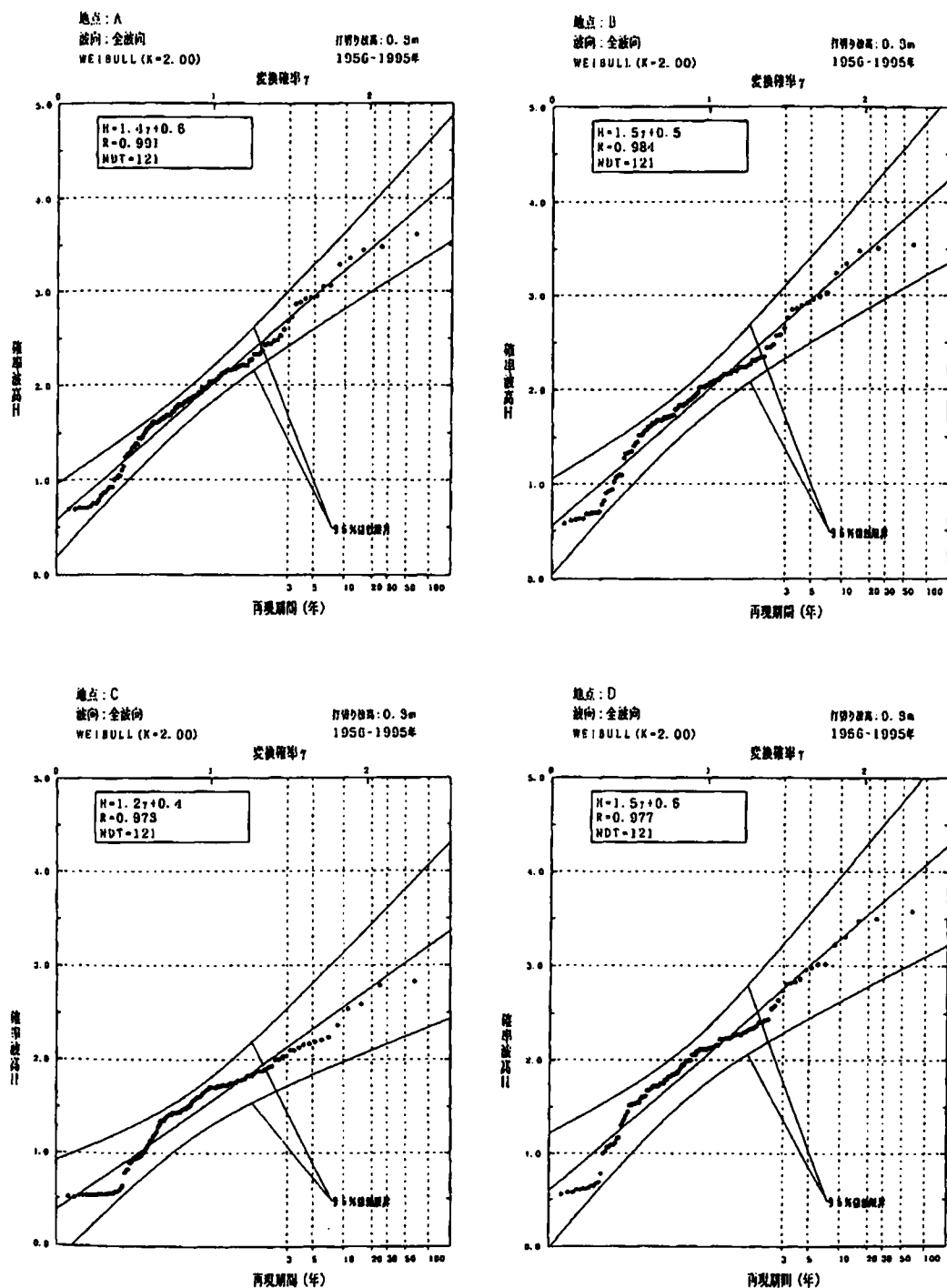


図 2-7 確率波高の推算結果 (現況地形)

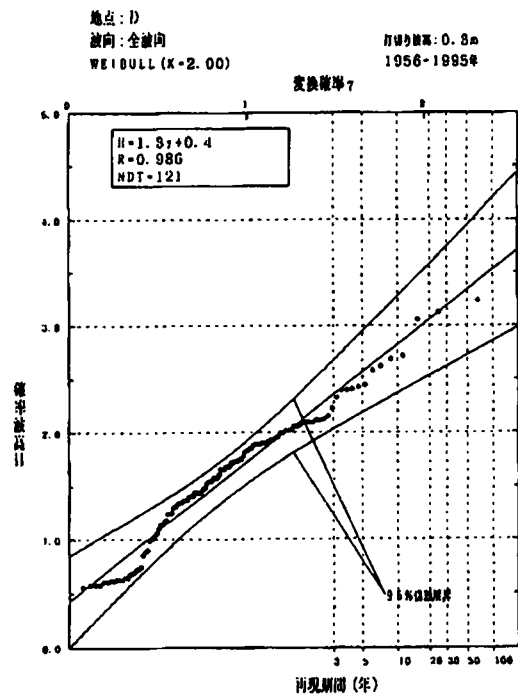
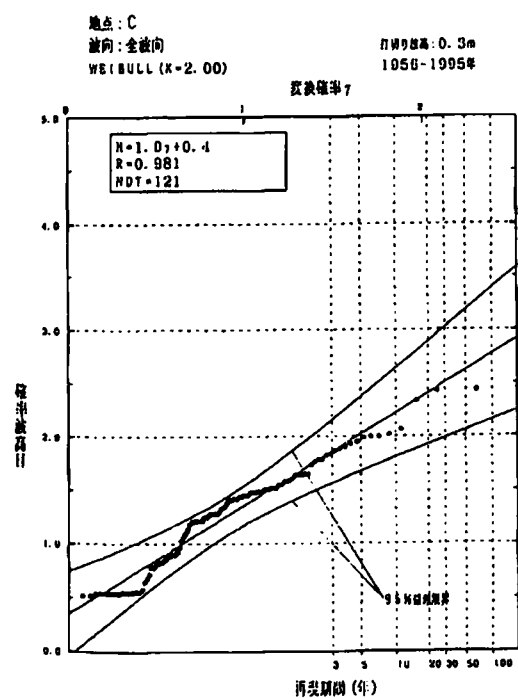
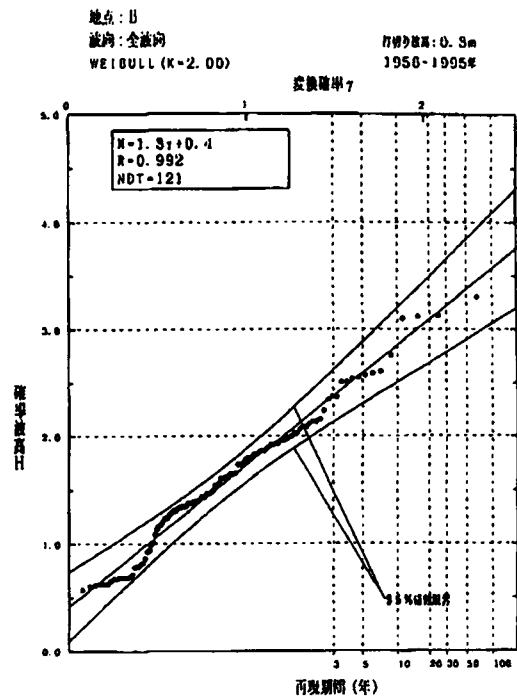
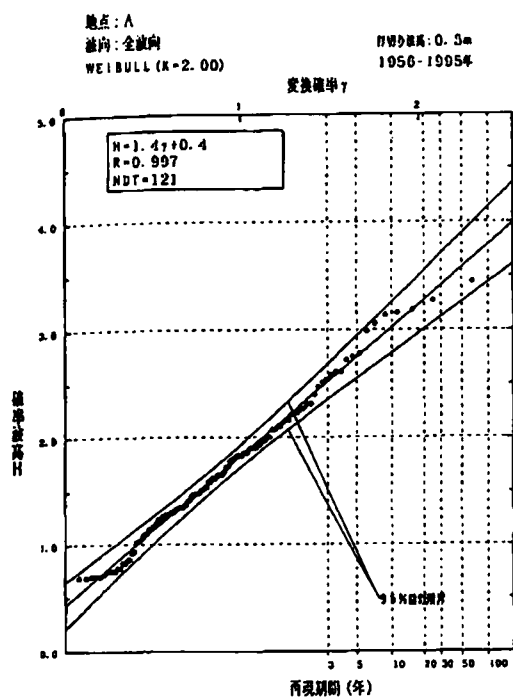


図 2-8 確率波高の推算結果 (将来地形)

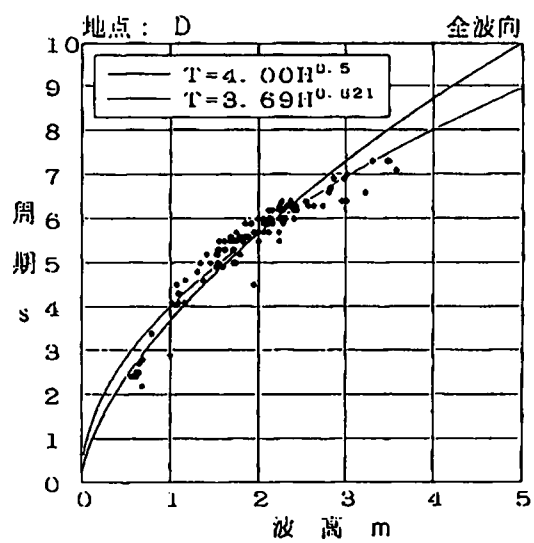
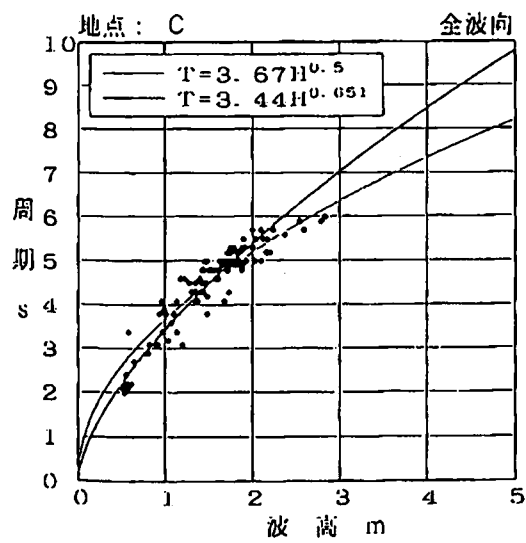
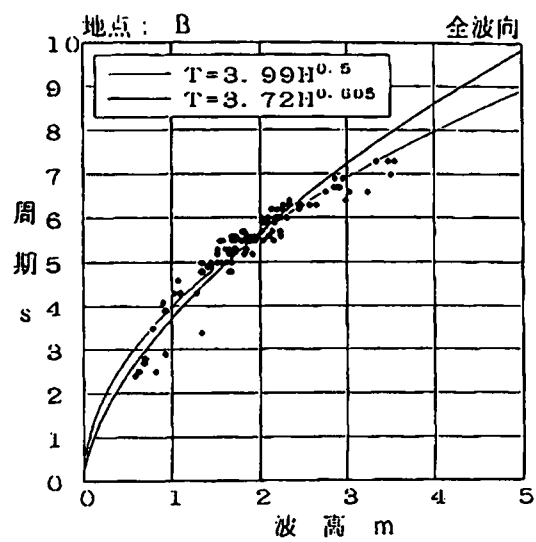
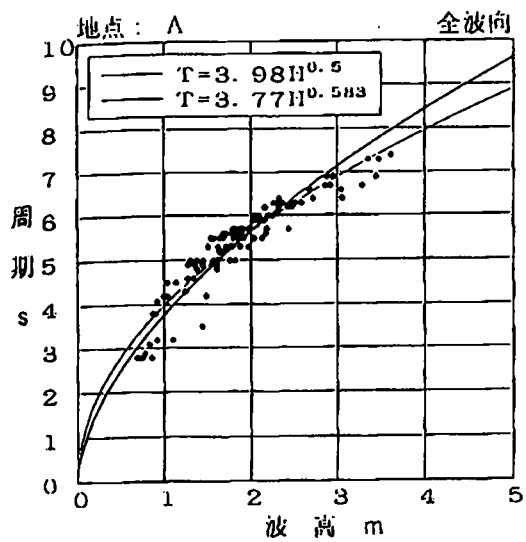


図 2 - 9 波高と周期の相関（現況地形）

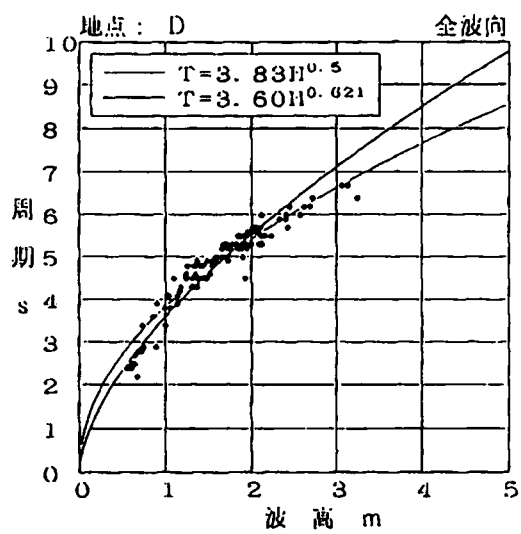
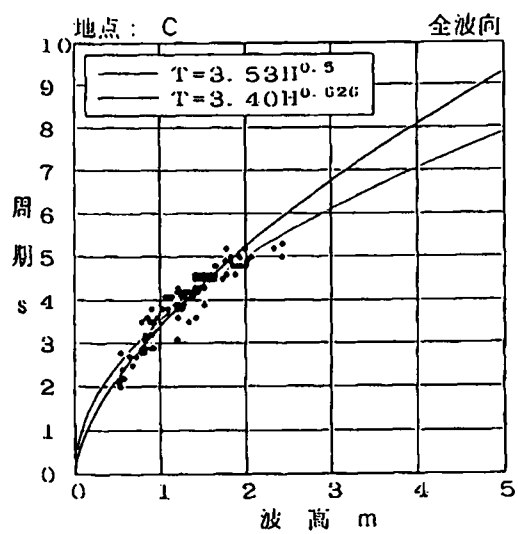
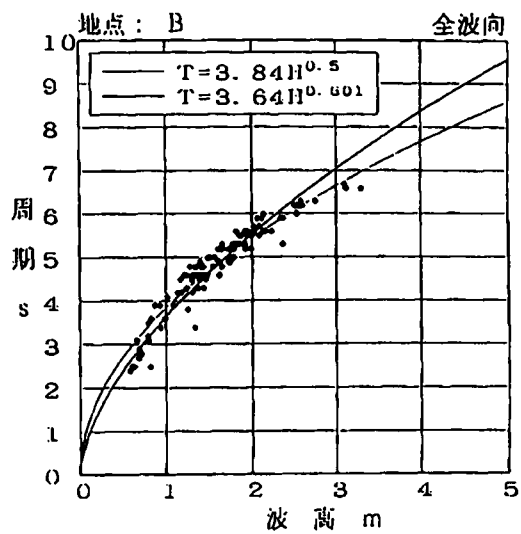
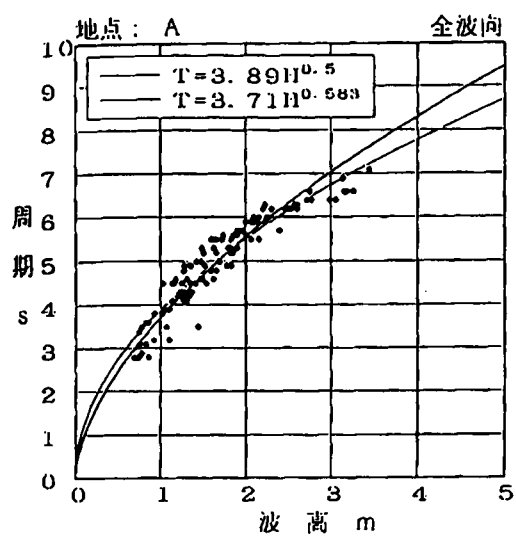


図 2-10 波高と周期の相関（将来地形）

表 2-10 波向別波高および周期の推算結果

現況地形

確立年：50 年

将来地形

確立：100 年

波 向	A 地 点		B 地 点		C 地 点		D 地 点	
	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s
NNE	0.96	3.3	0.62	2.2	0.56	1.9	0.81	2.8
NE	0.93	3.0	0.77	2.5	0.65	2.2	0.77	2.6
ENE	1.03	3.2	0.89	2.8	0.64	2.1	0.78	2.6
E	1.12	3.4	0.91	2.8	0.58	2.0	0.61	2.1
ESE	0.90	3.2	0.67	2.5	0.39	1.6	0.48	2.0
SE	0.93	3.4	0.89	2.9	0.54	1.9	0.83	2.5
SSE	2.17	5.6	1.50	4.0	0.55	1.9	1.66	4.3
S	3.08	7.1	3.00	6.9	0.74	2.2	3.04	7.0
SSW	3.82	7.8	3.75	7.7	1.54	3.4	3.73	7.7
SW	4.03	8.0	3.97	8.3	2.43	5.1	3.97	8.1
WSW	3.69	7.6	3.70	7.6	2.91	6.1	3.74	7.7
W	2.89	6.6	2.97	6.7	2.79	6.3	3.13	7.0
WNW	1.58	4.1	1.59	4.1	1.59	4.0	2.05	5.2
NW	0.90	3.0	0.83	2.5	0.80	2.4	1.37	3.9
NNW	1.04	3.1	0.60	2.0	0.56	2.0	1.03	3.1
N	1.06	3.5	0.68	2.6	0.68	2.5	0.94	3.3
全波向	3.79	8.2	3.81	8.4	3.03	7.1	3.86	8.5

波 向	A 地 点		B 地 点		C 地 点		D 地 点	
	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s	波高m	周期s
NNE	0.96	3.3	0.62	2.2	0.56	1.9	0.81	2.8
NE	0.93	3.0	0.77	2.5	0.65	2.2	0.77	2.6
ENE	1.03	3.2	0.89	2.8	0.64	2.1	0.78	2.6
E	1.12	3.4	0.91	2.8	0.58	2.0	0.61	2.1
ESE	0.90	3.2	0.67	2.5	0.39	1.6	0.48	2.0
SE	0.93	3.4	0.89	2.9	0.54	1.9	0.83	2.5
SSE	2.17	5.6	1.50	4.0	0.55	1.9	1.66	4.3
S	3.08	7.1	3.00	6.9	0.74	2.2	3.04	7.0
SSW	3.82	7.8	3.75	7.7	1.54	3.4	3.73	7.7
SW	4.03	8.0	3.97	8.3	2.43	5.1	3.97	8.1
WSW	3.69	7.6	3.70	7.6	2.91	6.1	3.74	7.7
W	2.89	6.6	2.97	6.7	2.79	6.3	3.13	7.0
WNW	1.58	4.1	1.59	4.1	1.59	4.0	2.05	5.2
NW	0.90	3.0	0.83	2.5	0.80	2.4	1.37	3.9
NNW	1.04	3.1	0.60	2.0	0.56	2.0	1.03	3.1
N	1.06	3.5	0.68	2.6	0.68	2.5	0.94	3.3
全波向	3.79	8.2	3.81	8.4	3.03	7.1	3.86	8.5

表 2-11 設計沖波条件

波向	波向(m)	周期(S)	備 考
WSW	3.9	7.8	A,B,D点の平均値
W	3.2	6.9	〃
WNW	1.9	4.7	〃

2.3.3 台風シミュレーション

風、波浪について確率手法に基づいて設計条件を定めるが、その検証のため、建設地点近傍を台風が通過すると想定して、時間経過による風、波浪の変化について検討を行った。まず、1993年5月～1995年12月までに大阪近傍を通過した図2-11に示す6つの台風による風、波浪記録を調査した。これは、大阪港波浪観測塔（大阪市港湾局管理）での実測記録があり、風、波浪の時系列が分かっている台風である。その1例として図2-12に大阪に最も近づいたT9426台風の観測記録を時系列で整理したものを示す。これらの記録から風速のピークが現れた後、波高のピークが発生する傾向がみられる。6つの台風の風速と波高のピークの出現時間差を図2-13に整理した。

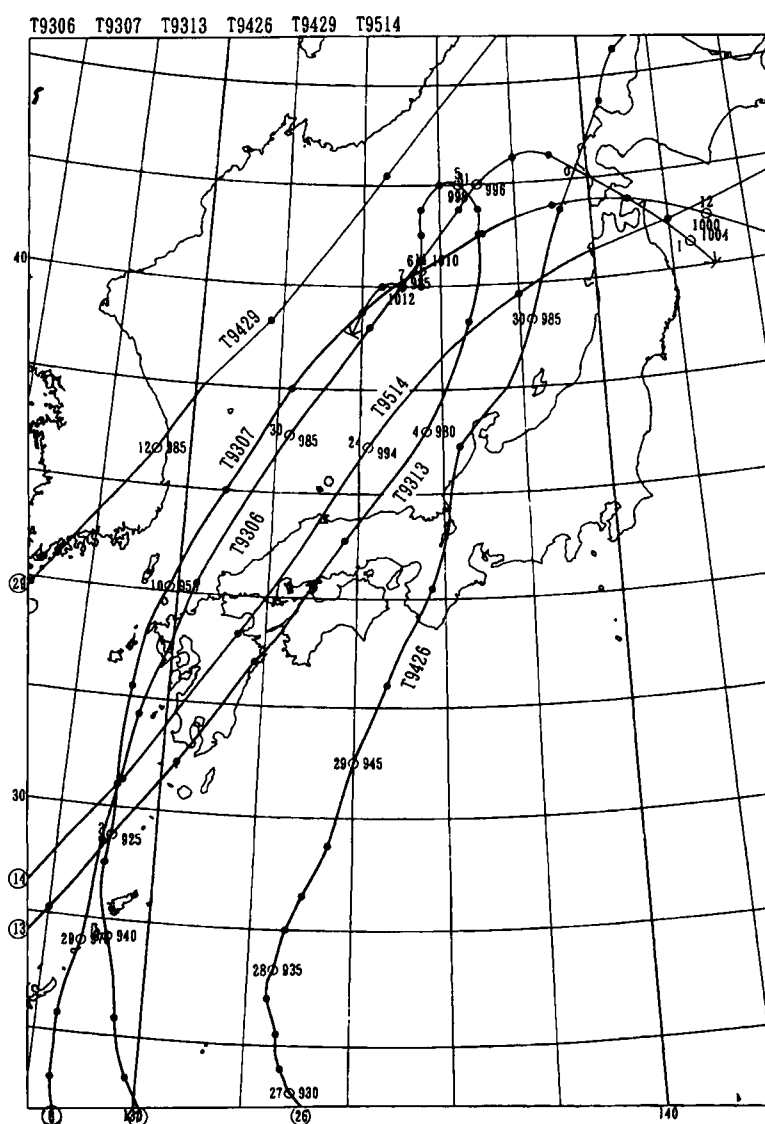


図 2-11 1933~1995 年に来襲した台風経路

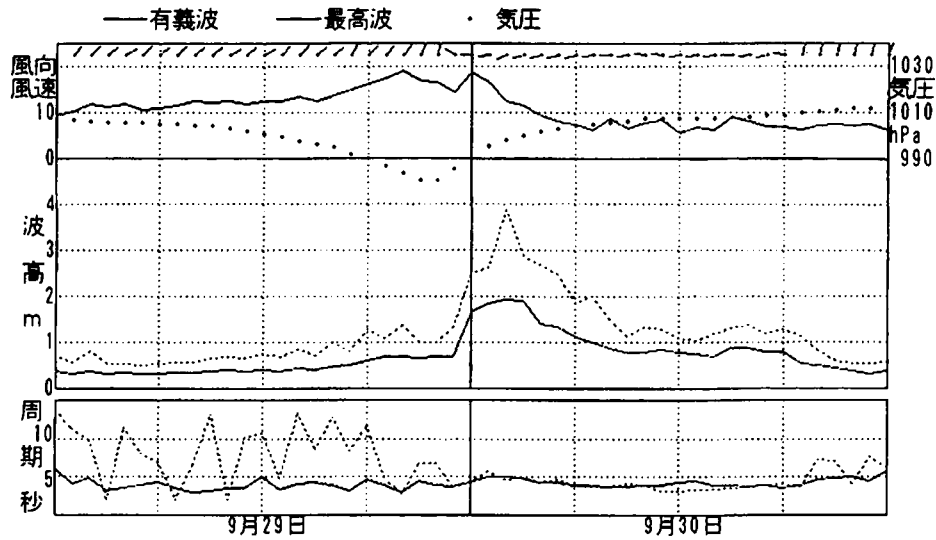


図 2-12 T 9 4 2 6 台風による気象・海象の経時変化

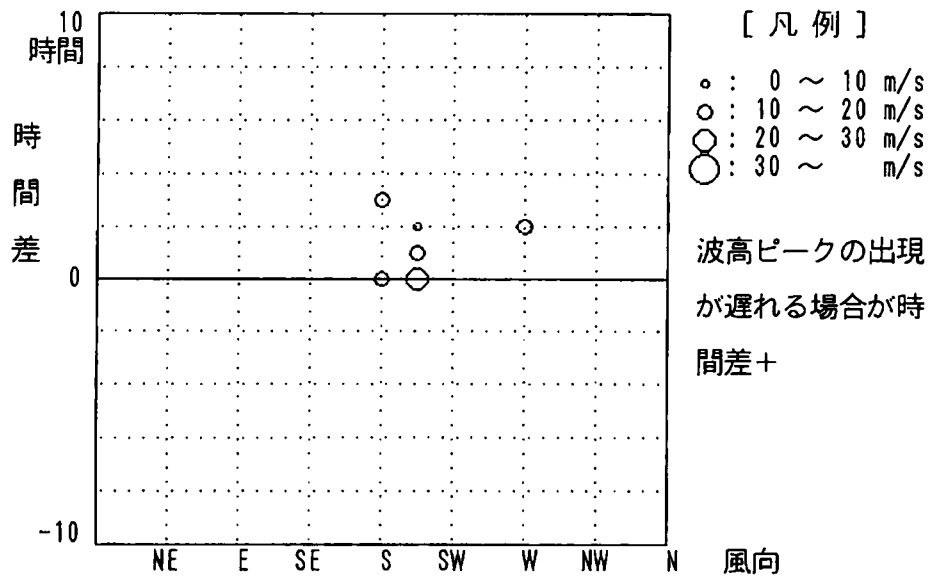


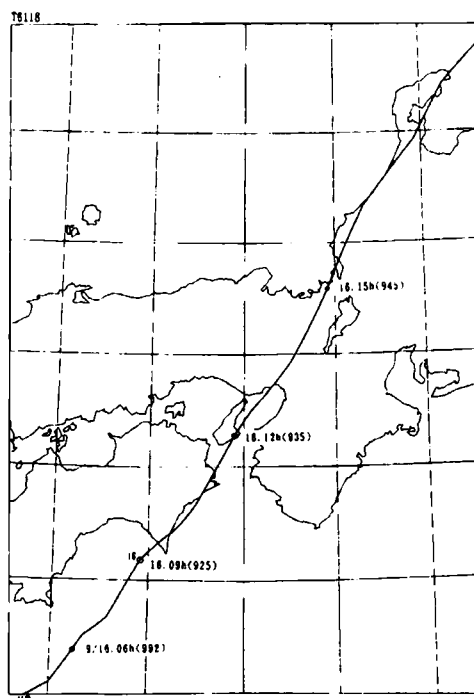
図 2-13 風速と波高のピーク値出現時間差

ただし上記の 6 つの台風は、最大風速が約 20m/s 程度の中規模なものであり、大型台風に対する推定をする必要がある。そこで大阪湾奥部に最も被害を与える大型台風を想定し、調査地点の風・波浪の推定を行った。風の推定には Myers の式⁶⁾を用い、波浪の推定には前述の沖波波浪推算と同じ有義波法の格子点法を用いた。モデル台風としては次の 2 つを設定した。

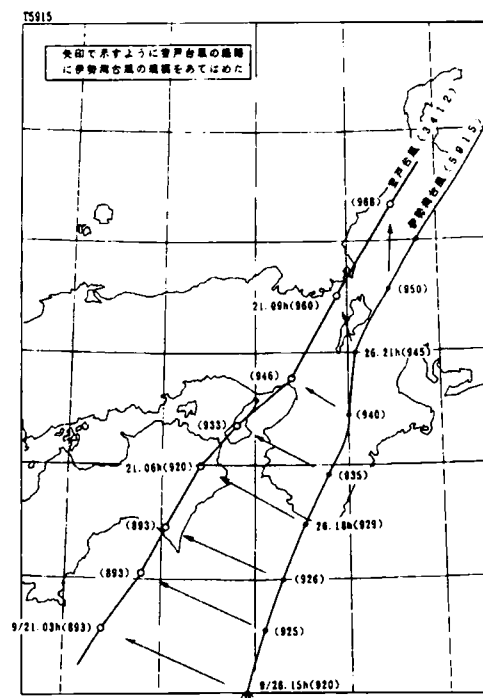
①第2室戸台風

②伊勢湾台風規模+室戸台風コース

モデル台風の経路を図2-14に示す。第2室戸台風については、各所の風速記録と比較し、Myersの式での推定をチェックした。さらに架設地点の最も厳しい条件を探るため、図2-15に示すように台風の経路を調査地点へ経度0.1度分づつ近づけるシミュレーションも5ケース行った。これらのシミュレーション結果のうち調査地点Aの風・波浪の経時変化を図2-16および2-17に示すとともに風・波浪の最大値を表2-12に整理した。一般的には風により波浪が発達することから、最大風速の発生時刻と最大波高の発生時刻にはずれが生じると考えられる。このシミュレーションによると第2室戸台風では、風と波浪のピークの差が約1時間40分、伊勢湾台風では20分程度となっている。また、風・波浪とも第2室戸台風の方が伊勢湾台風のそれよりも大きな値を示した。さらに第2室戸台風では確率風速より大きな風速を示している。最大風速および最大波高の方向は、確率風速ならびに確率波高と同じWSWであった。



第2室戸台風



伊勢湾台風を室戸台風コースへ移動

図2-14 モデル台風経路

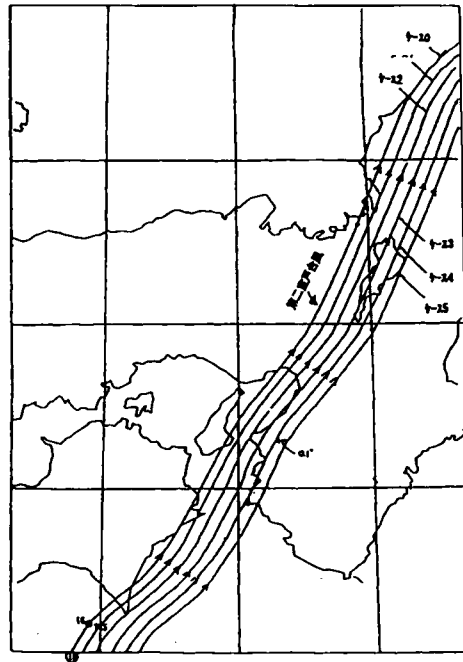


図 2-15 第 2 室戸台風のコースを移動したケース

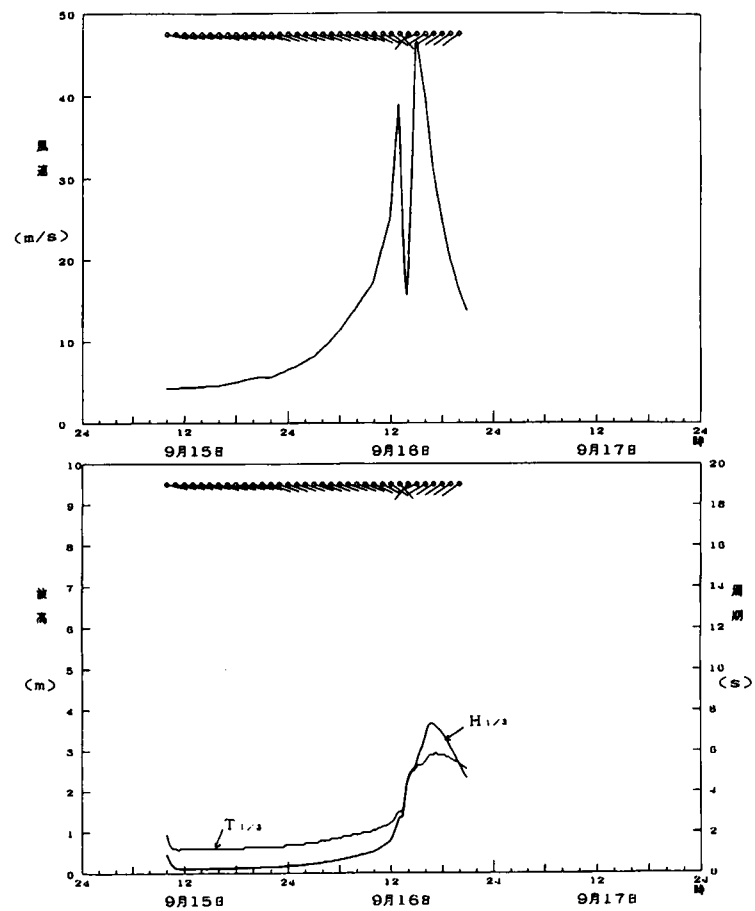


図 2-16 架設地点付近 (A 地点) の第 2 室戸台風による風・波浪の経時変化

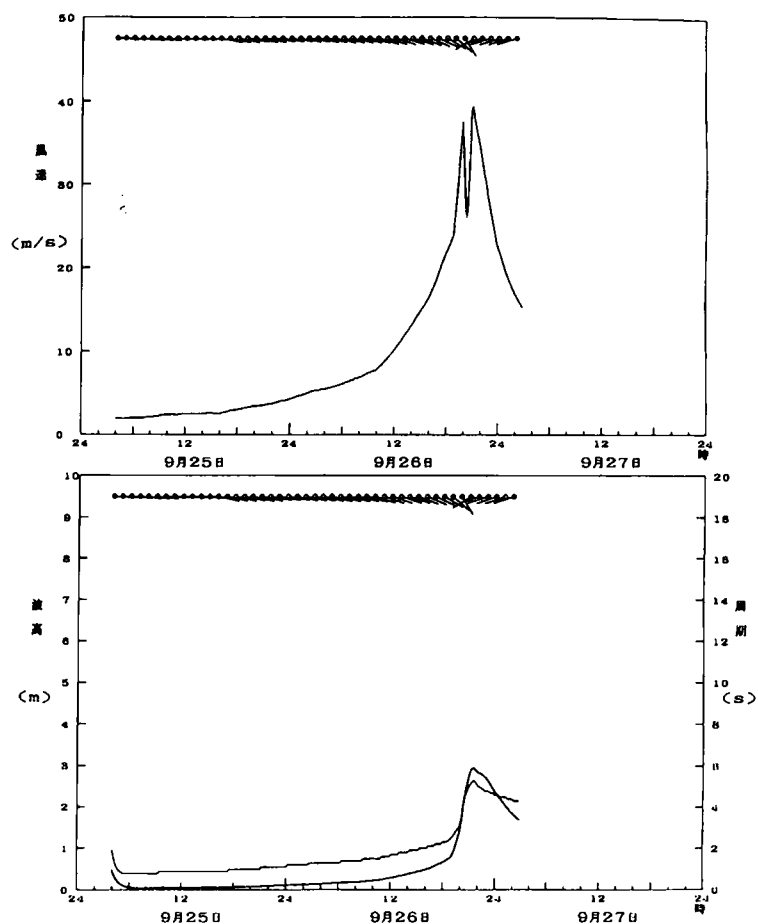


図 2-17 架設地点付近（A 地点）の伊勢湾台風による風・波浪の経時変化

表 2-12 台風シュミレーションによる風速、波高の最大値

対象地点	(a)第2室戸台風				(b)仮想台風			
	波高	周期	風向	風速	波高	周期	風向	風速
A	3.67	5.8	WSW	46.6	2.95	5.3	WSW	39.4
B	3.74	5.9	WSW	46.8	3.00	5.4	WSW	39.5
C	2.64	4.3	WSW	46.9	2.53	4.6	SW	39.5
D	3.84	6.0	WSW	46.7	3.18	5.4	WSW	40.8

これらの結果から、大阪の西側を通過する大型台風においては、風速のピークと波高のピークは、ほぼ同時か 1～2 時間程度ずれる傾向にあるが、設計では風と波浪を同時に扱うことにより安全側の評価をすることとした。台風が中心が調査地点を通過する時刻付近から風向きが東から西に変化し、確率風速を超える場合も考えられる。ただし、最大方向が、WSW であり、夢洲・舞州連絡橋の風荷重が最も影響を与える橋軸直角方向と約 50° の差があり、確率風速から算定した $V_{10} = 42\text{m/s}$ は、妥当であると考えられる。

2.3.4 設計波高および周期

沖波は、確率手法によって3方向を設定したが、夢洲・舞洲連絡橋は2つの埋立地間の幅400mの水路の奥部にあるため、沖波が回折、反射して浮体橋のポンツーンに達する。また、橋が水路方向と約 17° の角度で交差するため、2つのポンツーンに位相差をもって波浪が作用する。浮体橋の設計に必要なポンツーン位置での沖波の回折解析を行うと共に最終的には現地地形を忠実に再現した水路模型による水槽試験により決定した。設計波を求める概念を図2-18に示す。回折計算ならびに水槽実験については第6章で詳しく述べるが、実験結果から設計風速 $V_{10}=42\text{m/s}$ に対する設計有義波高として舞洲側1.4m、夢洲側1.0m、有義波周期6.6secを採用した。また、供用時風速 $V_{10}=20\text{m/s}$ に対応する設計有義波高を舞洲側1.0m、夢洲側0.8m、有義周期を5.7sec（両側同じ）、旋回時風速 $V_{10}=15\text{m/s}$ に対応して有義波高と有義周期を0.8m、5.0secとした。スペクトルについては、Bretschneider-光易型を採用した。

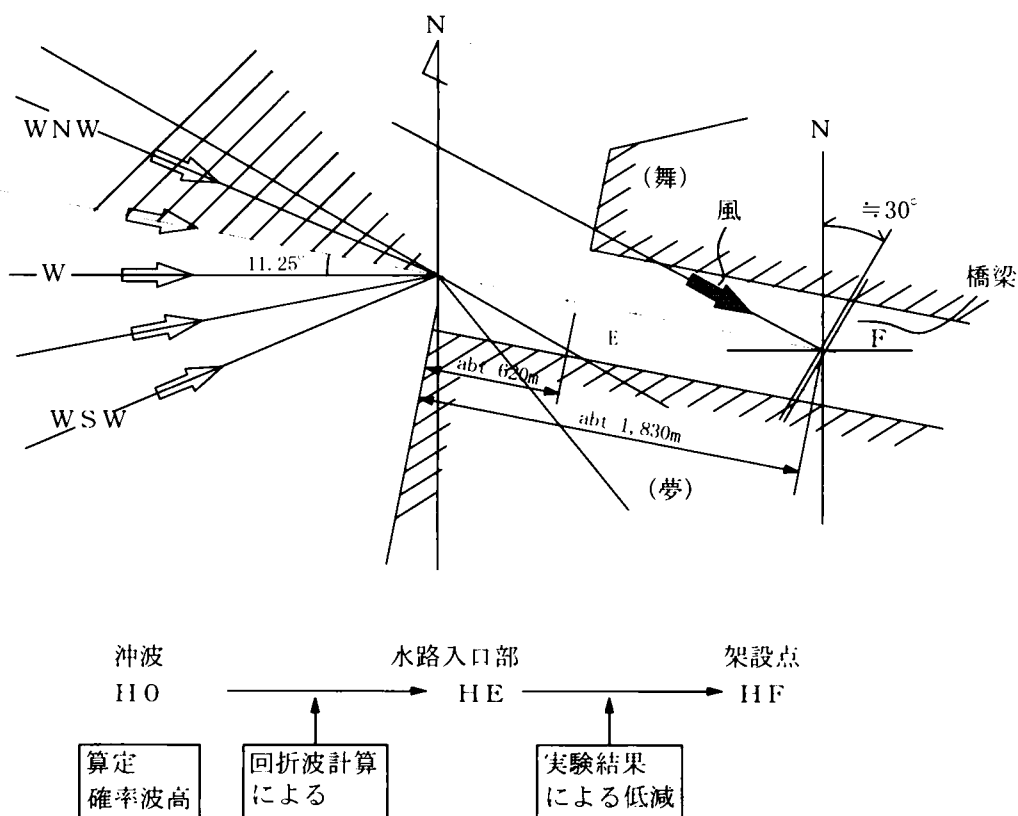


図2-18 設計波高の設定概念

2.3.5 その他の海象条件

波高、周期以外の海象条件については、既往の研究および諸機関での基準を参考として定めた。各条件を以下に示す。

①潮位

大阪港標準潮位として大阪市港湾局が定めている以下の潮位を設計潮位とした。

計画高潮位	D L + 4.80m
略最高高潮面 (H.H.W.L)	D L + 1.90m
朔望平均満潮面 (H.W.L)	D L + 1.70m
平均水面 (M.S.L)	D L + 0.95m
朔望平均干潮面 (L.W.L)	D L + 0.05m
低極潮位 (L.L.W.L)	D L - 0.52m

また、図 2 - 19 に示す大阪湾廃棄物処理事業での高潮推算の結果⁷⁾からも上記の値が検証されている。

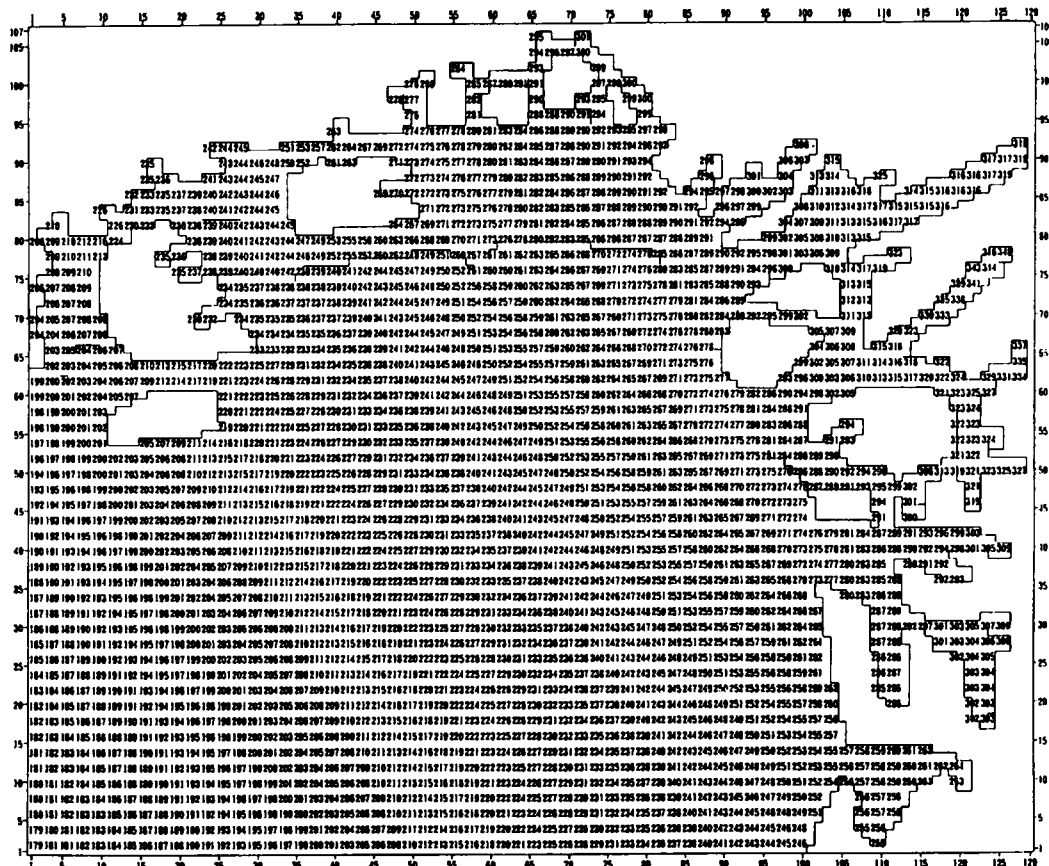


図 2 - 19 大阪湾における高潮推算結果 (大阪湾廃棄物処理事業による)

②潮流

常時の潮流については大阪府が定めている基準⁸⁾に準じて 0.2m/s とした。

高潮時の流速については前述の高潮推算における水路部流速が高潮最大時で 30cm/s と算定されていることから、常時潮流を加えた 50cm/s とした。

③うねり

紀伊水道友ヶ島付近での 100 年確率波浪を沖合進入波として、調査対象地点付近に到達するまでの減衰率を浅海変形計算により算出した。なお、手法としてはエネルギー平衡方程式によった。これより架設地点沖合の 100 年確率波に対応するうねりとして $H_{1/100} = 2.14\text{m}$ 、 $T_{1/100} = 17.0\text{sec}$ 、方向 SW が得られた。浮体橋の固有周期に近いうねりを設計対象とするため、 $T_{1/100} = 11.0\text{sec}$ とすると有義波高 $H_{1/100} = 6.8\text{m}$ の波高比 $0.19 \approx 0.2$ を乗じて架設地点沖合のうねり波高を $6.8 \times 0.2 = 1.36\text{m}$ とした。この沖波波高に対して回折波計算による水路内架設位置での低減率が 0.16 であることから $1.36 \times 0.16 \approx 0.2\text{m}$ を設計うねり波高とした。また、供用時 $V_{100} = 20\text{m/s}$ に対しては同様の手法により、0.1m を設計うねり波高とした。うねりの有義周期 $T_{1/100}$ は、いずれも 11 秒である。設計では波浪とうねりを重ね合わせることにしている。

④津波

津波による水位上昇および流速については、河田による大阪湾に関する数値シミュレーションの成果^{9)・10)}から、最大水位変化 2.6m、最大流速 2.4m とした。

⑤航跡波

航跡波の波高 H_v および周期 T_v は、式 2-1 および 2-2 で算定できる¹¹⁾。

$$H_v = \left(\frac{L}{100} \right)^{1/3} \left(\frac{EHP_w}{2.2LV_k} \right)^{1/2} \quad (\text{式 2-1})$$

$$T_v = 0.64V \quad (\text{式 2-2})$$

ここで、

L : 船長 (m)

V_k : 満載航海速力 (ノット)

EHP_w : 造波抵抗による有効馬力 ($EHP - EHP_F$)

EHP : $0.6SHP$ (有効馬力)

SHP : 主機最大出力 (PS)

EHP_F : $0.5 \rho S V^2 CF \cdot V/75$ (摩擦抵抗による有効馬力)

S : $2.5 (\nabla L)^{1/2}$ (浸水面積 m^2)

V : $0.514V_k$

CF : $0.075 / (\log(VL/\nu) - 2)^2$

∇ : 満載排水容積 (m^3)

ρ : 海水密度

ν : 海水動粘性係数

d : 航行船舶と波高計測点の最接近距離

上式により、500GT 型貨物船、3000 馬力クラス曳船、高速艇、タンカーについて最大速度 10 ノットで桁下を航行したとして航跡波の最大波高を求めると以下の結果を得た。

500GT 型貨物船	0.48m
3000 馬力クラス曳船	0.87m
高速艇	0.17m
タンカー	0.74m

周期は船速の関数であり、4 種とも 3.3 秒である。

⑥副振動

副振動とは、地形によって閉鎖された港湾や湖がその形状や水深によって固有周期を持っており、気象的な原因（気圧変動、強風）によって小さな変動が与えられた場合、その固有周期の振動が増幅されて大きな水面振動となる現象である。

大阪湾で記録された顕著な副振動としては表 2－13 のようなものである¹²⁾。振動の周期は、60 ～ 130 分の間に分布している。夢洲・舞洲連絡橋の固有周期が一般の船舶係留に比べて短いことや大阪湾で副振動による船舶への影響被害が報告されていないことを考えると副振動は、設計海象条件として考慮しないこととした。

表 2－13 大阪港における顕著な副振動

順位	最大全振幅 cm	平均周期 分	継 続 期 間	備 考
1	1 2 5	8 0	1979年 9月28日 2時～10月 1日18時	台風7916号
2	6 1	8 5	1990年10月 7日 8時～10月 8日21時	台風9021号
3	4 8	6 0	1974年 9月 8日10時～ 9月 9日17時	台風7418号
4	4 6	1 3 0	1988年 3月11日17時～ 3月13日17時	二つ玉低気圧
5	4 2	1 2 0	1989年 9月19日12時～ 9月20日16時	台風8922号
6	3 4	9 4	1985年 6月26日17時～ 6月28日22時	梅雨前線
7	3 2	1 1 5	1990年12月11日12時～12月12日 4時	日本海低気圧
8	3 1	1 0 5	1983年 5月 6日21時～ 5月 7日15時	日本海低気圧
9	3 0	8 0	1975年 8月22日11時～ 8月23日18時	台風7506号
9	3 0	8 0	1985年 4月 4日 5時～ 4月 4日17時	二つ玉低気圧
9	3 0	8 0	1991年 2月15日 7時～ 2月16日 5時	二つ玉低気圧

（注）気象庁「潮位観測」より最大全振幅30cm以上のものを抽出

2. 4 地震条件

地震については、道路橋示方書に規定されているように2種類の地震波、すなわちレベ

ルⅠおよびレベルⅡを考慮する。ただし、浮体橋は直接地盤から地震波が入らないこと、ゴムフェンダーにより横支持されているため橋全体の剛体運動があることで震度法による耐震設計にはなじまない。そこで動的地震応答解析による設計を行うこととした。設計に使用する地震波については、第8章に詳述する。

2. 5 まとめ

本章では、浮体橋の設計条件として架設地点の自然環境条件を設計に取り入れる手法について述べた。この内容を以下に要約する。

- (1) 設計風速を規定するにあたり、気象台記録と現地記録の相関をとり、確率風速の算定する手法を示した。
- (2) 浮体橋では、周囲の交通条件により供用限界を決定し、使用性の検証に対する設計風速を設定することも必要である。
- (3) 設計波浪の推算手法を示した。
- (4) 風および波浪推算の結果を検証するために台風シミュレーションを行った。その結果から風速と波浪のピークが発現する時刻には1～2時間ずれる傾向にあり、風と波浪の推算値を荷重として組み合わせることは、安全側の評価となる。
- (5) 浮体橋設計における様々な海象条件の算定方法を示した。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996.12.
- 2) Petruaskas, C., Aagaard, P.M. : Extrapolation of historical storm data for estimating design waveheights, Prepr. 2nd Ann. Offshore Tech. Conf. , OTC 1190, 1970.
- 3) Wilson, B.W : Graphical Approach to the Forecasting of Waves in Moving Fetch, B.E.B. Tech. Memo., No. 73, 1955.
- 4) 堀川清司，西村仁嗣，小沢保臣，宮本幸治：別府湾における台風時の波浪推算について，第14回海岸工学講演会論文集，pp.7-12, 1971.10.
- 5) 山口正隆，畑田佳男，細野浩司，日野幹男：エネルギー平衡方程式に基づく浅海波浪の数値予知モデルについて，第31回海岸工学講演会論文集，pp.189-193, 1986.11.
- 6) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），p.62., 1999.4.
- 7) (財)日本気象協会：「気象海象要覧」大阪湾，港湾気象海象シリーズ14，pp.377-407, 1995.8.
- 8) 大阪府港湾局：大阪府港湾・海岸等施設設計基準，1985.3.
- 9) 河田恵昭，小池信昭：危機管理と津波避難マニュアル，京大防災研年報第38号B-2，

- 10)河田恵昭：都市大災害，近未来社，pp.133-135,1995.11.
- 11)（社）日本海難防止協会：海難防止の調査研究報告書，1976.3.
- 12)日本気象協会：港湾気象・海象シリーズ 14 気象・海象要覧，pp.415,

第3章 風洞試験

3. 1 試験目的

浮体橋は陸上の一般橋梁とことなり、風、波浪といった気象・海象条件が大きな設計因子となるが、そのうち風荷重については、第2章で述べた風速・風向といった風そのものの特性に加えて構造側の特性も把握する必要がある。すなわち、風外力は、設計風速に対して空気力として構造設計に反映するため、空気力係数を正確に求めることが重要となる。とくにモデルの夢洲・舞洲連絡橋のようなアーチ系橋梁やトラス系橋梁では骨組み部材が立体的に配置されることから、部材による風の空氣的な干渉、風向によるみかけの受風面積の変化等により単一部材の空気力係数と異なっていることはよく知られており¹⁾、風洞試験によりそれらを求める必要がある。

橋梁に関する風洞試験例の多くは、空気の流れによる橋体の振動性状の把握やその対策の立案であり、空気力係数のみを求める試験例は少ない。これは、静的風荷重で設計が支配される橋梁が少ないことから複雑な橋梁構造においては空気力係数を安全側に評価にしても橋全体の経済性にはあまり影響しないことによるものと思われる。ただ、動的な風洞試験において耐風対策（フェアリング等による振動制御）により、空気力係数が低減された報告がなされている例もある^{2) 3)}。

浮体橋では風荷重が構造全体を決定する設計因子のひとつであることから、空気力を正確に評価することが重要となるとともに空気力の低減対策を講じることにより全体の工事費が低減される可能性がある。夢洲・舞洲連絡橋では、通常時の航路確保のため補剛桁が高い位置に設定されていることやスパンが280 mと大きいアーチ形式になっていることから風荷重の低減が建設コストの低減に大きく寄与すると考えられる。実際に、風荷重低減対策を立案するための風洞試験費、設計費と対策費と風荷重の低減により節減されるポンツーン、反力壁、係留橋脚および係留橋脚基礎の工事費とを試算、比較すると後者の方がはるかに大きく、風荷重低減対策を行った^{4) 5)}。

以上のことから本章で示す風洞試験の目的は次の2点である。

- ①浮体橋の空気力係数を正確に把握し、設計風荷重を算出すること
- ②風荷重を低減できる対策を立案すること

3. 2 試験内容

本試験は、橋体部の形状を相似に3次元剛体模型を作製し、これに作用する静的空気力（抗力、横力、揚力、ローリング／ピッチング／ヨーイング・モーメントの6成分）の計測を行い、その計測結果に基づいて、各空気力成分に関する静的空気力係数の評価をステ

ッブー 1 として実施した。次にステップー 2 として抗力低減対策の検討を行った。それぞれのステップで計測した主な内容は、以下のようなものである。

ステップー 1

- ①**風向による影響**：橋軸直角方向（水平偏角 $\beta = 0^\circ$ ）から橋軸方向（ $\beta = \pm 90^\circ$ ）までの風向について 10° ピッチを標準として変化させ、各風向についての空気力を計測する。
- ②**鉛直傾斜角による影響**：風の鉛直傾斜角（迎角 α ）による影響については、便宜上、橋体部にローリング変位（橋軸回りの回転）を与えた状態の空気力計測により検討する。（ $\alpha = 0, 5^\circ$ ）
- ③**気流特性の影響**：風洞気流としては、乱れの非常に小さな一様流ならびに架橋地点の自然風を相似した境界層乱流の 2 種類とし、気流特性による影響を検討する。
- ④**アーチ部材高さの影響**：アーチ部材の断面高さによる空気力の影響を評価し、橋梁基本設計のデータとする。

ステップー 2

- ⑤**基本特性試験**：空力対策として、補剛桁、上アーチ、下アーチのそれぞれに対する個別の対策を講じた試験により、各対策の効果を測定し、最適組み合わせの資料とする。アーチ部材高さの変化した部材の対策もあわせて調査する。
- ⑥**最適対策案試験**：⑤で得られた対策案をもとに抗力低減対策の最適組み合わせの全体試験を行うとともに、その案に対する風の鉛直傾斜角と気流特性の影響も調査する。
- ⑦**最終確認試験**：対策部材の景観面から配慮を加えた最終案（改良対策案）により、⑥で得られた効果に影響がないかを確認する。

3.2.1 試験風洞および装置

本試験で用いた風洞は、測定部寸法 B2.5m × H 3.0m × L 20m の回流式ゲッチング型風洞で、風速については 0.2m/s ～ 25m/s までの範囲で設定できる。風洞の全体図を図 3-1 に、仕様と気流特性を表 3-1 および 3-2 に示す。

試験装置としては、空気力の計測はロードセルの 5 分力計と 2 分力計を組み合わせで用いた。風洞風速の測定は、標準ピトー管と超音波風速計を併用することで精度の確保に努めた。変動風速の計測については熱線風速計を用いた。

これらの各計測装置により計測されたデータは、いずれも電圧によるアナログ量として出力し、逐次これを AD 変換器を介して、EWS を用いたデータ集録システムにデジタル量として集録した。本試験における AD 変換のサンプリング刻みは 10ms とし、一様流中試験においては、各ケース 51.2 秒間、境界層乱流中試験においては各ケース 102.4 秒間を

標準としてサンプリングしたデータの平均化により，静的空気力の評価を行った。

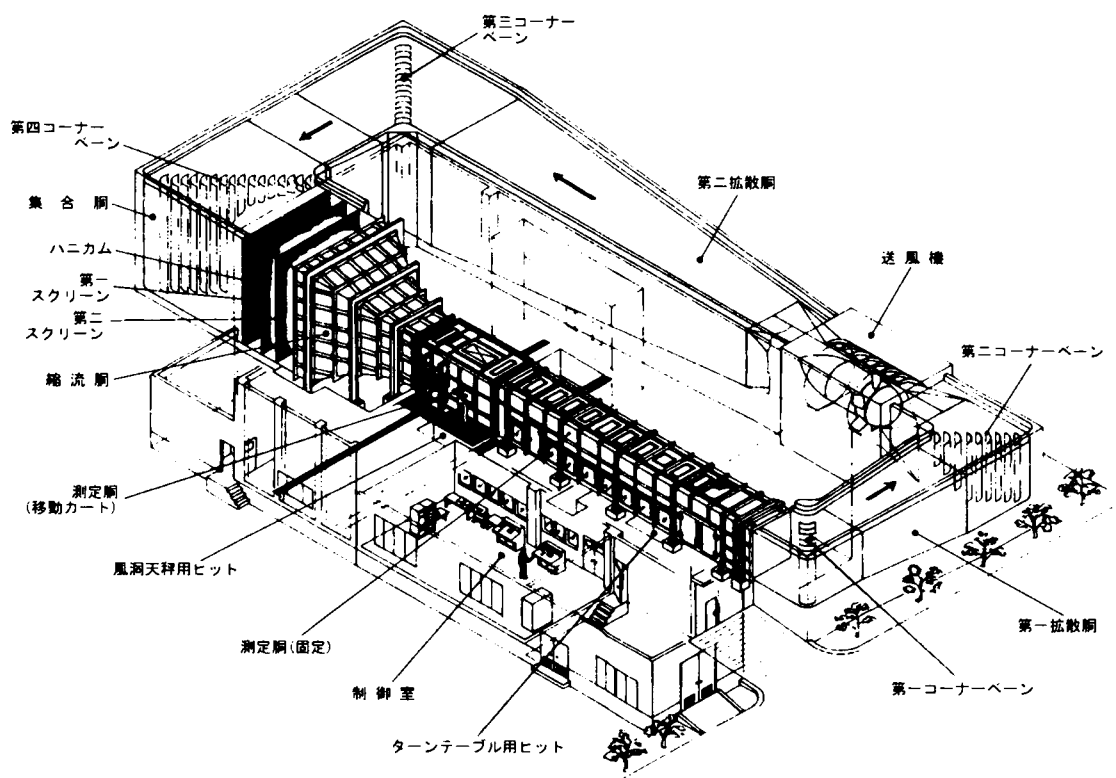


図 3 - 1 構造物用風洞全体図

表 3 - 1 風洞基本仕様

風 洞 形 式	水平単路回流式
測 断 面 寸 法	高さ3.0m×幅2.5m
定 長 さ	移動カート：6 m、固定測定洞：14 m
部	
風 最 大 風 速	25m/s
速 制 御 法	0.2 m/s～25 m/s 送風機回転数制御
絞 り 比	5.2
風 路 全 長	107 m
送 形 式	後置静翼単段軸流式
口 径	3600 mm
最 高 風 量	190 m ³ /sec
最 高 風 圧	80 mmAq
最 高 回 転 数	450 rpm
電 動 機 出 力	200 Kw
機 制 御 方 式	サイリスタレオナード方式

表 3－2 風洞の気流特性

	風洞の性能	本四風洞試験要領(1980) に定められる基準値
風 速 分 布	±0.3 %	±1 % 以内
風速の乱れ強さ	0.2 %	1 % 以内
静 圧 勾 配	0.6 %/m	5 %/m以内

3.2.2 供試模型

試験では模型の製作精度や測定精度から、できるだけ大きな縮尺の模型を用いるのが望ましいのは当然であり、使用風洞の大きさと橋長から模型縮尺を $1/100$ に設定した。これは、本州四国連絡橋公団が提示した基準⁶⁾を参考に、風洞閉塞率を 0.5 %以下にしたもので、本試験では $1/100$ 模型で閉塞率が 4.37 %となる。

また、支間中央部の模型端部において気流の回り込みによる影響を除去し、計測部分の模型（アクティブ模型）の残り半分の橋体をダミー模型として接続した。このダミー模型の影響は、適宜、アクティブ模型単独に設置した状態での試験を併せて実施することにより確認した。その結果、橋体部への作用空気力に与えるダミー模型の影響は非常に小さく、半橋分のアクティブ模型単独でも十分な精度で空気力の評価が可能であることが分かったが、空気力係数の評価では、ダミー模型を設置した全体模型で評価することとした。

供試模型は、風洞気流吹き出し口から 16.5m 下流の風洞床面に設けられた、回転移動および上下移動可能なターンテーブル上にロードセルを介して固定している。模型の概念を図 3－2 に示す。ここでホンツーン、反力壁、緩衝桁についても、それぞれの形状に相似した 3 次元模型を作製し、アクティブ模型に設置し、ダミー模型と比較することによりそれぞれの部材に対する空気力を評価した。

試験のうち、一様流試験においては、風洞床面上に発生する境界層の影響を回避するため、床面より約 400mm の高さにおいて計測を行った。また、模型桁下には橋体と水面との空力的な干渉の影響を考慮して水面板を設置した。一方、境界層乱流中試験では風洞床面と水面を一致させ、乱流発生装置を用いて床面上に発達させた境界層乱流中で空気力の計測を行った。試験状況で一様流試験と乱流中試験を写真 3－1 および 2 に、乱流発生装置を写真 3－3 に示す。

3.2.3 試験条件と試験ケース

- ①水平偏角：橋軸直角方向（ $\beta = 0^\circ$ ）から橋軸方向（ $\beta = \pm 90^\circ$ ）を 10° ピッチで変化させたが、空気力の最大値近傍で係数の急激な変化がみられた場合は、その付近を 5° ピッチとした。また、変化が少ないところでは 20° ピッチとした。

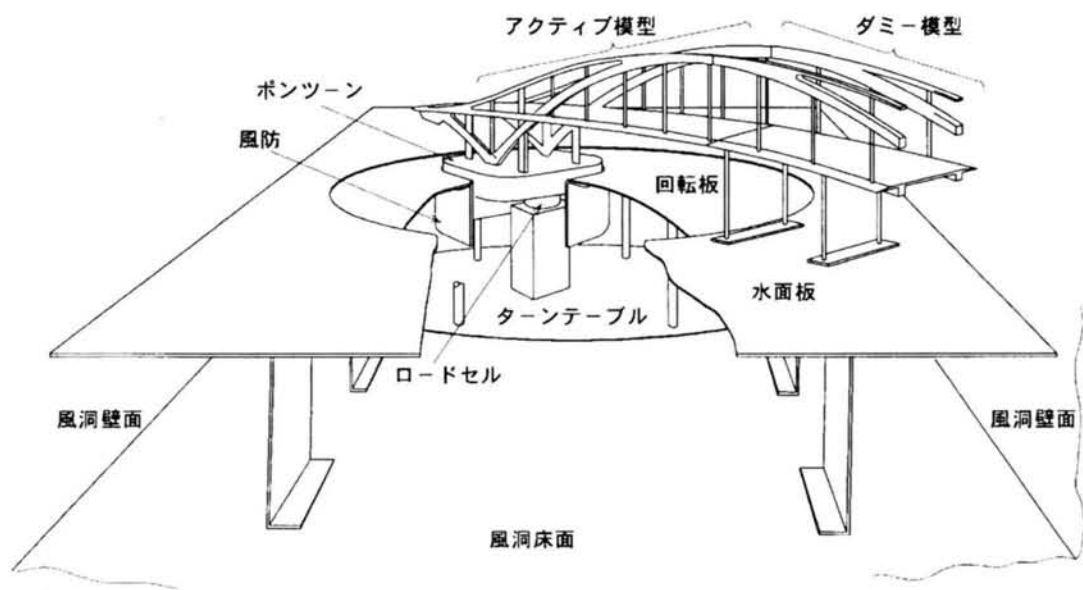


図 3 - 2 風洞試験概念図

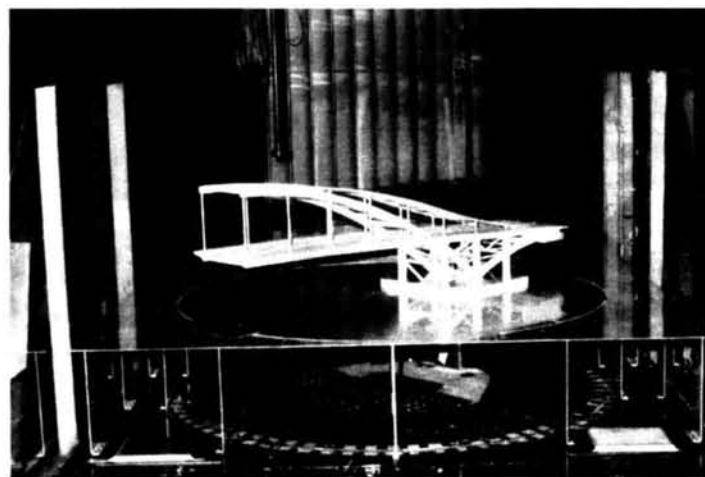


写真 3 - 1 様流中試験状況

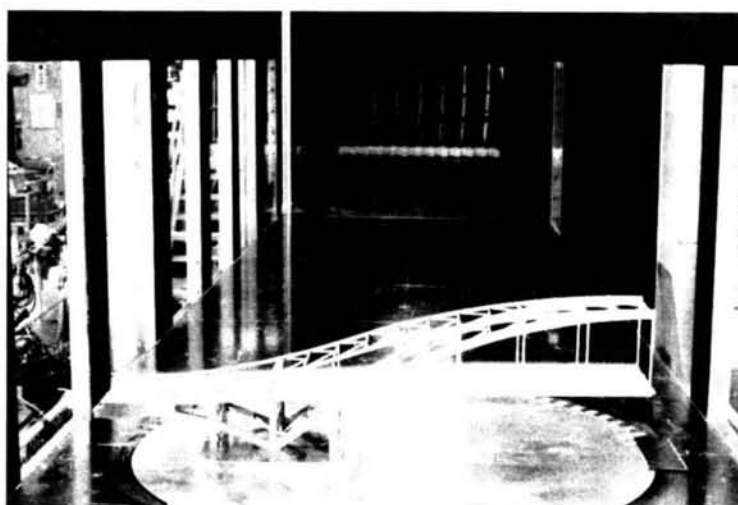


写真 3 - 2 乱流中試験状況

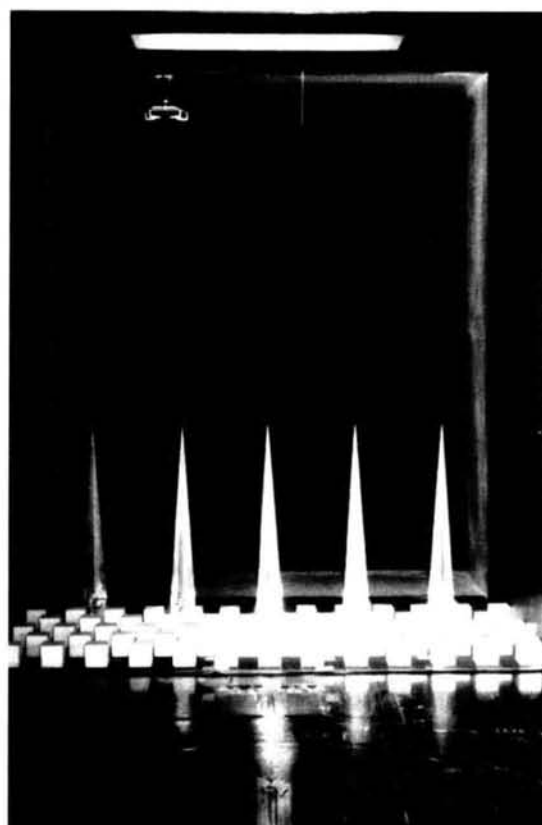


写真 3 - 3 乱流発生装置

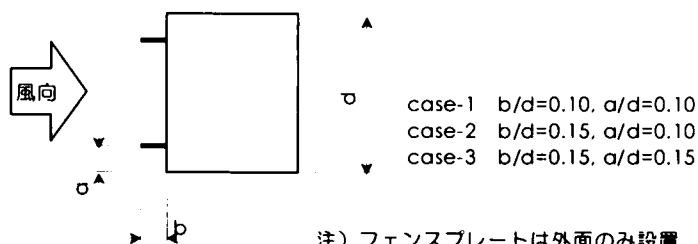
- ②鉛直傾斜角：一般には風の鉛直傾斜角は、地形影響と風速変動の鉛直成分によるものであるが、浮体橋の場合、これに加えて、風荷重によるローリング変位と風、波浪による動揺変位が付加される。現地近傍の此花大橋における観測結果では、 $\alpha_{mean} = 0^\circ$ 、標準偏差 $\alpha_{std} = 0.85 \sim 1.05$ で、ほぼ水平に近い風と想定されるが、浮体橋の特徴から $\alpha_{max} = 5^\circ$ を見込んで評価することとした。
- ③気流特性：海上の風の乱れ強さとしては、様々な基準や計測例^{7,8,9,10)}から、風向方向の乱れ $I_u = 7 \sim 15\%$ とされている。これらの文献からモデル浮体橋である夢洲・舞州連絡橋の架設地点を想定すると海面上 10m の乱れとして $I_u = 10 \sim 13\%$ が妥当であると考えられる。夢洲・舞州連絡橋の支間中央の路面高（約 30m）における乱れ強さとして、ベキ指数 $\alpha = 1/7$ を仮定すると、 $I_u = 8.5 \sim 11.1\%$ となることから、本試験においては $I_u = 10\%$ を路面相当高さの乱れ強さを想定した。
- ④風洞風速：ロードセルの許容値から 10m/s, 15m/s の 2 種類とした。
- ⑤緩衝桁、反力壁の影響：一様流中の代表的な水平偏角の状態においてのみ設置し、その有無による影響度によって評価する。
- ⑥上側アーチの部材高：ステップー 1 試験においては、アーチ部材高さ $D = 1.0, 1.5, 2.0$ m の 3 種類とした。なお、基本設計の最終案は、 $D = 1.8$ m としたため、アーチ部材高変化の試験結果を参考に $D = 1.0$ m の試験結果から推定した。
- ⑦抗力低減対策：ステップー 1 試験においては、効果の概略を検討する目的でフェンスプレート¹⁾の設置位置と突出幅を変化させて 3 種の方法とした。ステップー 2 試験では、補剛桁、上側アーチ、下側アーチに対する種々の対策と組み合わせを検討する試験とした。
- ⑧その他： ステップー 1 試験においては、ポンツーン単独の試験や 4 車線で仮供用する暫定供用系の試験も行った。

ステップー 1（基本空気力試験）とステップー 2（抗力低減対策試験）の実験ケースを表 3-3 および 3-4 にそれぞれ整理した。

表 3-3 ステップ-1 試験ケース

模 型			気 流	風の傾斜角 α (deg)	水平偏角 β (deg)	試験風速	試 験 ケース	備 考
プロタイプ 模型	本構部がミ-	反力壁+ 緩衝桁						
完成供用系	○	○	一様流	0	$0, \pm 20, \pm 60$	10, 15m/s	6	
	○		一様流	0	$0, \pm 10, \pm 20, \pm 30$ $\pm 40, \pm 50, \pm 60$ $\pm 70, \pm 80, \pm 90$	10, 15m/s	20	
	○		一様流	+5	$0, \pm 20, \pm 40$ $\pm 60, \pm 80$	10, 15m/s	10	
	○		境界層 乱 流	0	$0, \pm 10, \pm 20, \pm 30$ $\pm 40, \pm 50, \pm 60$ $\pm 70, \pm 80, \pm 90$	10, 15m/s	20	
暫定供用系	○		一様流	0	$0, \pm 20, \pm 40$ $\pm 60, \pm 80$	10, 15m/s	10	
部材厚変更	○		一様流	0	$0, \pm 10, \pm 20, \pm 30$ $\pm 40, \pm 50, \pm 60$ $\pm 70, \pm 80, \pm 90$	10, 15m/s	40	上側P-材厚2種 D=1.5m D=2.0m
抗力低減策	プロタイプ 模型単独		一様流	0	$0, \pm 10, \pm 20, \pm 30$ $\pm 40, \pm 50, \pm 60$ $\pm 70, \pm 80, \pm 90$	10, 15m/s	60	対策3種

【抗力低減対策】

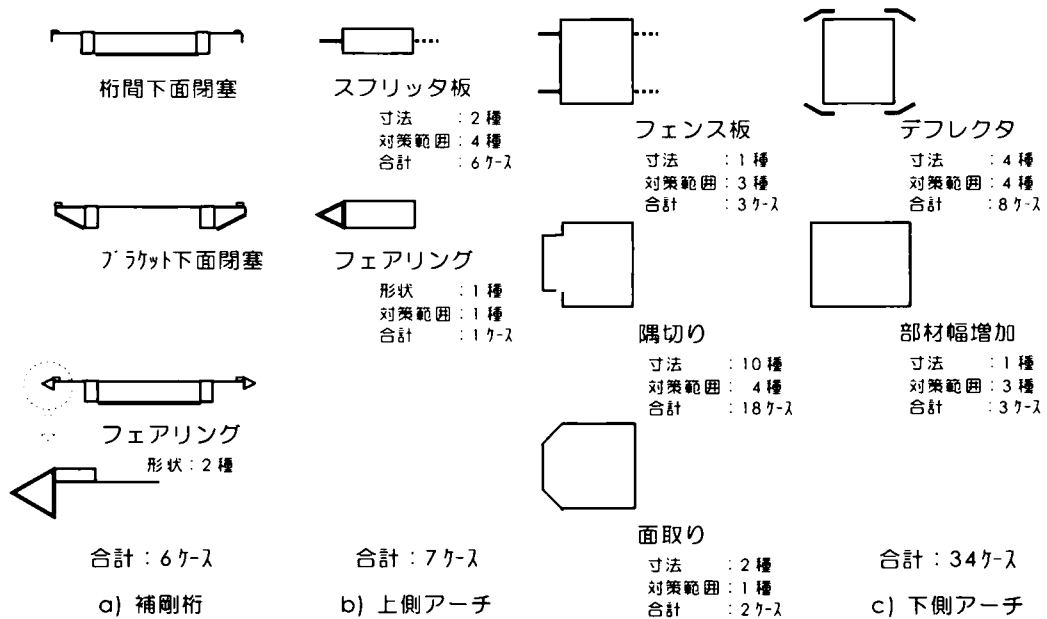


注) フェンスプレートは外面のみ設置

表 3-4 ステップ-2 試験ケース

低減対策		模型	気 流	風の傾斜角	水平偏角	試験風速	試験 ケース	備 考
着目部材	種類	本橋部ダミー		α (deg)	β (deg)			
補剛桁	6		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10m/s	6	
上側アーチ	7		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10m/s	7	
下側アーチ	34		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10m/s	34	
その他	3		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10m/s	3	
上アーチ厚 変更案	4		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10.15m/s	4	
最適組合せ案	1	○	一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10.15m/s	2	
		○	一様流	+5	$0 \sim \pm 80^\circ$ (20° ヒ ヅ)	10.15m/s	2	
			一様流	+3	$0 \sim \pm 90^\circ$	10.15m/s	2	
		○		0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10.15m/s	2	
			一様流	+5	$0 \sim \pm 80^\circ$ (20° ヒ ヅ)	10.15m/s	2	
対策改良案	5		一様流	0	$0 \sim \pm 90^\circ$	10m/s	5	

注) 特記なきケースにおける水平偏角の刻みは 10° ヒ ヅとした



3. 3 実験結果と考察

3.3.1 実験結果の整理

実験結果の整理するにあたり、それぞれの空気力係数について以下の定義を行った。

$$\begin{aligned}\text{抗力係数：} & C_{Fx} = F_x / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_n) \\ \text{横力係数：} & C_{Fy} = F_y / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_n) \\ \text{揚力係数：} & C_{Fz} = F_z / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_d) \quad (\text{式 3 - 1}) \\ \text{ピッチングモーメント係数：} & C_{Mx} = M_x / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_n \cdot L_1) \\ \text{ローリングモーメント係数：} & C_{My} = M_y / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_n \cdot L_1) \\ \text{ヨーイングモーメント係数：} & C_{Mz} = M_z / (1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A_n \cdot L_2)\end{aligned}$$

ただし、

F_x	: 抗力 (橋軸直角方向作用力)	
F_y	: 横力 (橋軸方向作用力)	
F_z	: 揚力 (鉛直方向作用力)	
M_x	: ピッチングモーメント (橋軸直角軸回り)	
M_y	: ローリングモーメント (橋軸回り)	
M_z	: ヨーイングモーメント (鉛直軸回り)	
ρ	: 空気密度	
V	: 基準風速	
A_n	: 橋軸鉛直面に対する投影面積 (半橋分)	模型 = 0.1825m ² 実橋 = 1812.3m ²
A_d	: 橋面積 (半橋分)	模型 = 0.8722m ² 実橋 = 8690.4m ²
L_1	: 基準長さ (ボンツーン天端～支間中央桁高度)	模型 = 0.257m 実橋 = 25.7m
L_2	: 基準長さ (1/2 主径間長)	模型 = 1.400m 実橋 = 140.0m

モーメント作用中心は、ボンツーン天端中央とする。

これらの作用力の概略を図 3 - 3 に示す。

試験結果のうち、まず、風洞風速をパラメータとして風向による抗力係数の変化を図 3 - 4 に示す。ここでは、試験風速 (10m/s, 15m/s) のほか 5m/s および 13m/s の空気力も測定した。この結果から風洞風速による空気力係数の差異は、ほとんど認められず、本章の結果としては、試験風速 10m/s のものについてのみ示すこととする。

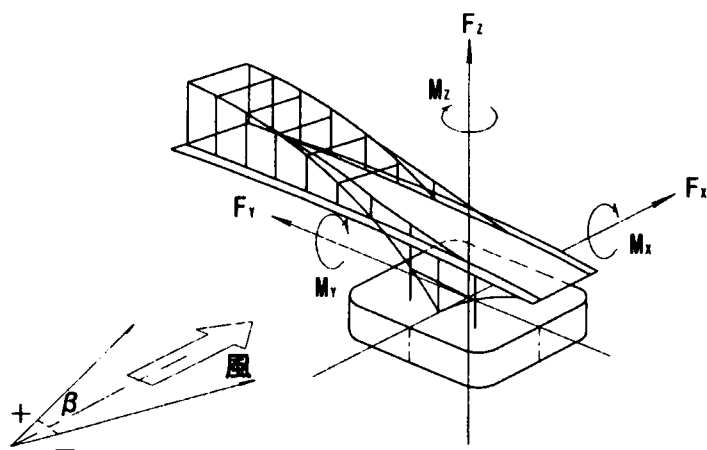


图 3-3 作用力概略图

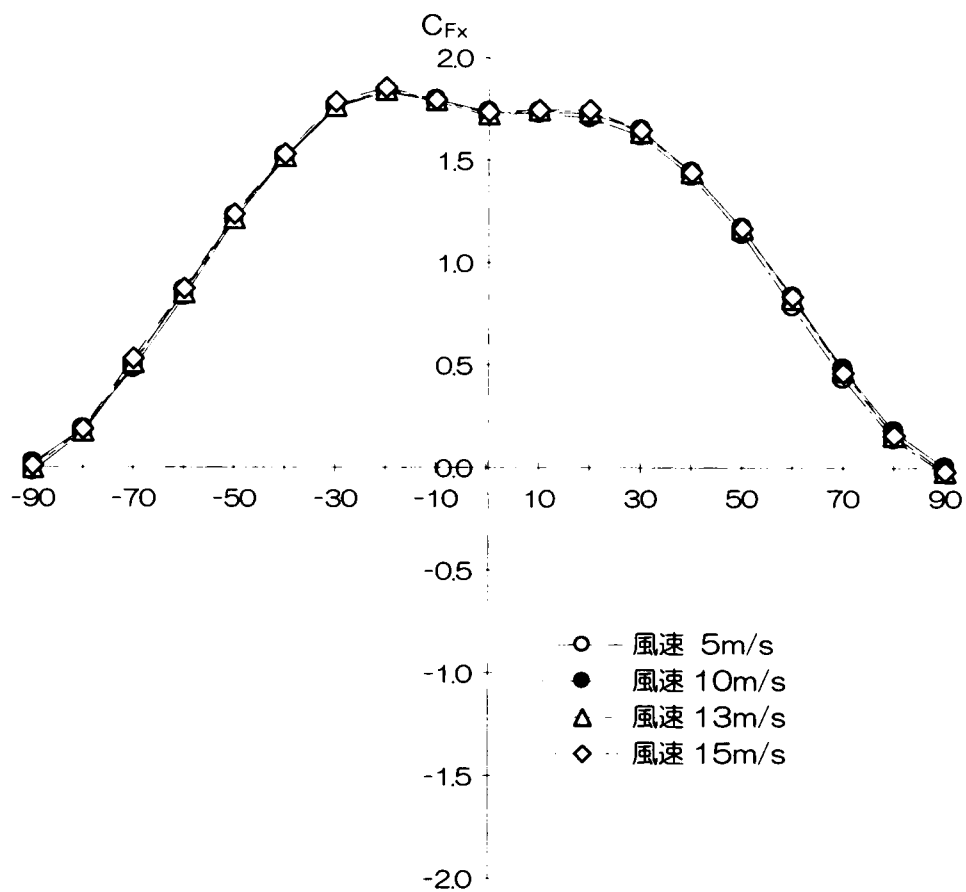


图 3-4 風洞風速と抗力係数

3.3.2 ステップー 1 試験（基本空気力試験）

（１）風向

一様流中（以下の結果については特記している場合を除いて一様流中の結果を示す）、迎角 $\alpha = 0^\circ$ における水平偏角 β の変化に伴う空気力試験結果を図 3-5 および 3-6 に示す。ここで図 3-5 は、緩衝桁と反力壁がないもの、図 3-6 は、緩衝桁と反力壁があるものである。橋梁設計と関連が大きい抗力と横力に着目して抗力係数、横力係数の最大値が、

緩衝桁・反力壁がない場合 抗力係数： $C_{Fx} = 1.83$ （at $\beta = -20^\circ$ ）

横力係数： $C_{Fy} = 0.93$ （at $\beta = 60^\circ$ ）

緩衝桁・反力壁がある場合 抗力係数： $C_{Fx} = 1.79$ （at $\beta = -20^\circ$ ）

横力係数： $C_{Fy} = 0.82$ （at $\beta = 60^\circ$ ）

が得られた。この結果から一様流中では、みかけの投影面積の影響により、抗力、横力の最大となる偏角が判明した。また、緩衝桁と反力壁が橋体部の作用力に対する影響は、風荷重を低減する方向に現れるが、比較的小さいことが分かった。

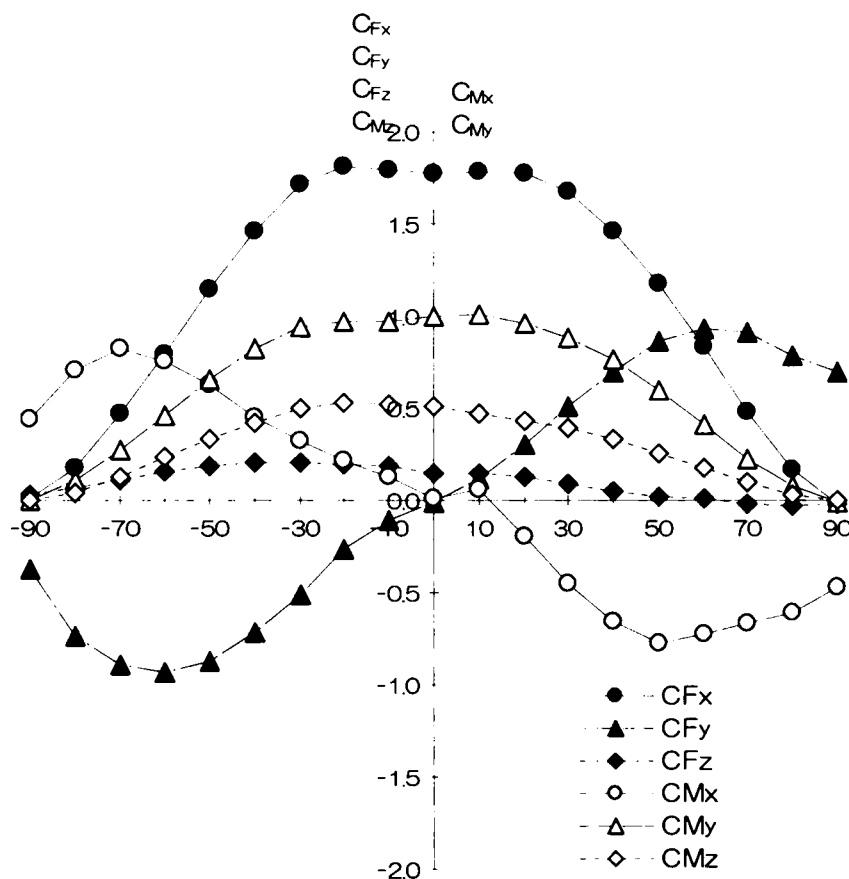


図 3-5 風向と空気力係数（緩衝桁・反力壁なし）

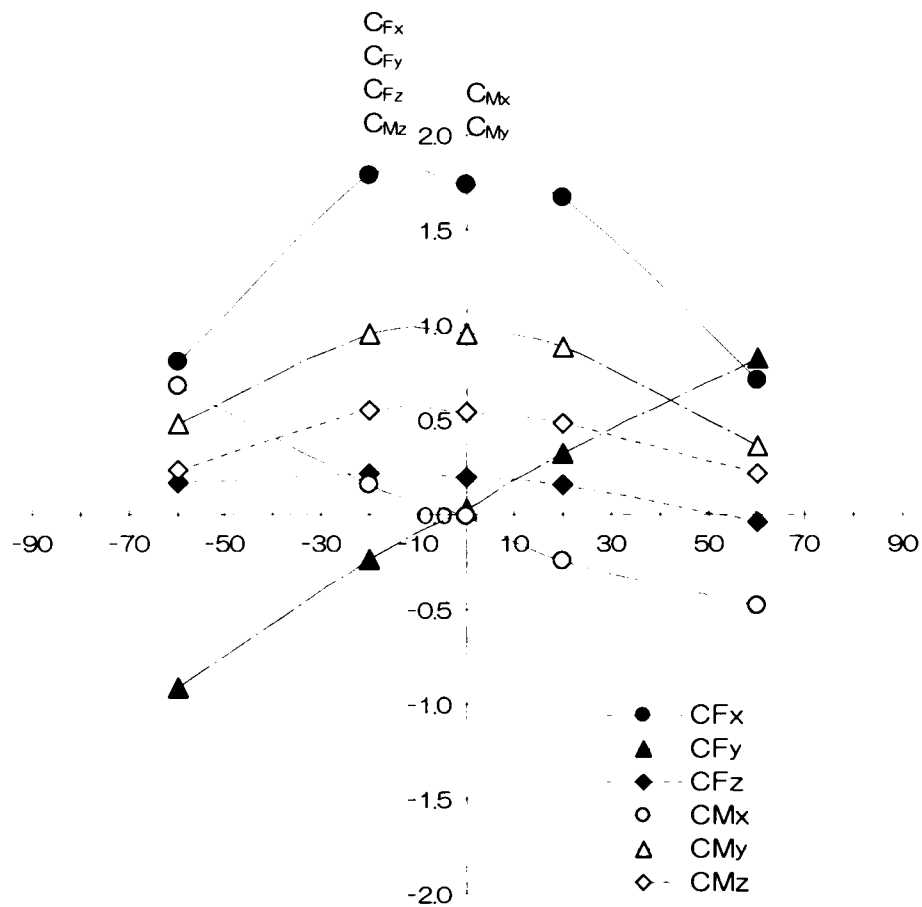


図 3-6 風向と空気力係数（緩衝桁・反力壁あり）

これは、橋軸直角方向付近の抗力に関しては、反力壁による補剛桁側面の遮断効果によるものと推測され、 $\beta = 60^\circ$ 付近の横力に関しては緩衝桁による補剛桁端部の遮断効果によるものと推測される。

(2) 鉛直傾斜角

図3-7に鉛直傾斜角（迎角 α ）をパラメータに風向の変化に伴う抗力と横力の変化を示す。このなかでは、 $\alpha = 0^\circ$ と 5° に加えて 3° の試験も追加した結果をあわせて示している。この結果から、迎角の影響は、主として $\beta = \pm 30^\circ$ の範囲の抗力において顕著である。最大値としては $\alpha = 5^\circ$ の場合で、 $C_{Fx} = 2.01$ (at $\beta = -20^\circ$)、 $C_{Fy} = 0.95$ (at $\beta = -60^\circ$) であり、横力係数は迎角によって差異がないものの、抗力係数は $\alpha = 0^\circ$ のものに比べて約 11 % 大きな値となっている。また、 α が $0^\circ \sim 5^\circ$ の範囲で抗力係数は、迎角の増加に対してほぼ線形に増加することが確認された。これは、補剛桁のみかけの投影面積が増加することによるものと推測できる。

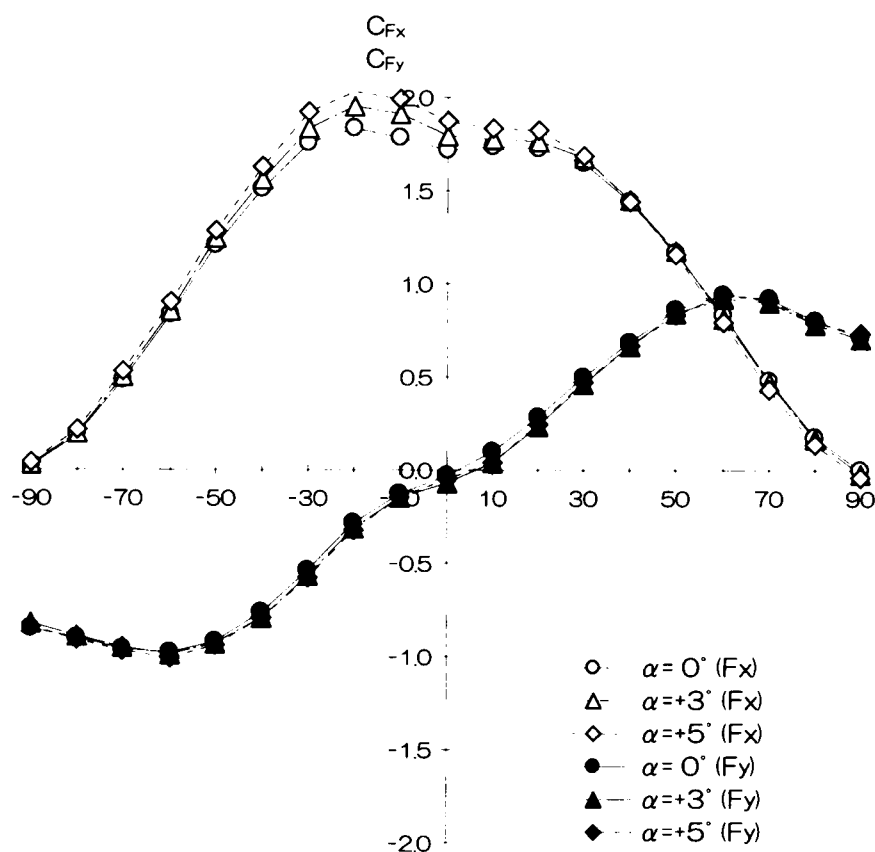


図3-7 迎角と空気力係数

(3) 気流特性

図3-8に境界層乱流中の抗力係数および横力係数を一様流中のものと比較して示す。乱流下での抗力係数および横力係数の最大値は、それぞれ $C_{Fx} = 1.73$ (at $\beta = 0^\circ$), $C_{Fy} = 0.85$ (at $\beta = 60^\circ$) であり、抗力係数に関しては一様流中の C_{Fx} 最大値 1.79 ~ 1.81 に比べて若干小さくなる傾向がある。また、最大となるのが乱流中では橋軸直角方向で一様流中と異なっているのが分かる。横力係数についても最大値については小さくなる傾向があるが、位置としては一様流と同じ $\beta = 60^\circ$ 付近である。

空気力が小さくなるのは、ポンツーンの支点上付近の部材がかなり密に配置されているとともにその部材寸法も大きいことから、本橋に作用する空気力の中で比較的大きな割合を占めると考えられ、乱流の風速分布によりこの部分の作用空気力が小さくなったものと推定できる。部材断面そのものに対する作用空気力の乱流効果については、あまり顕著でないと言える。

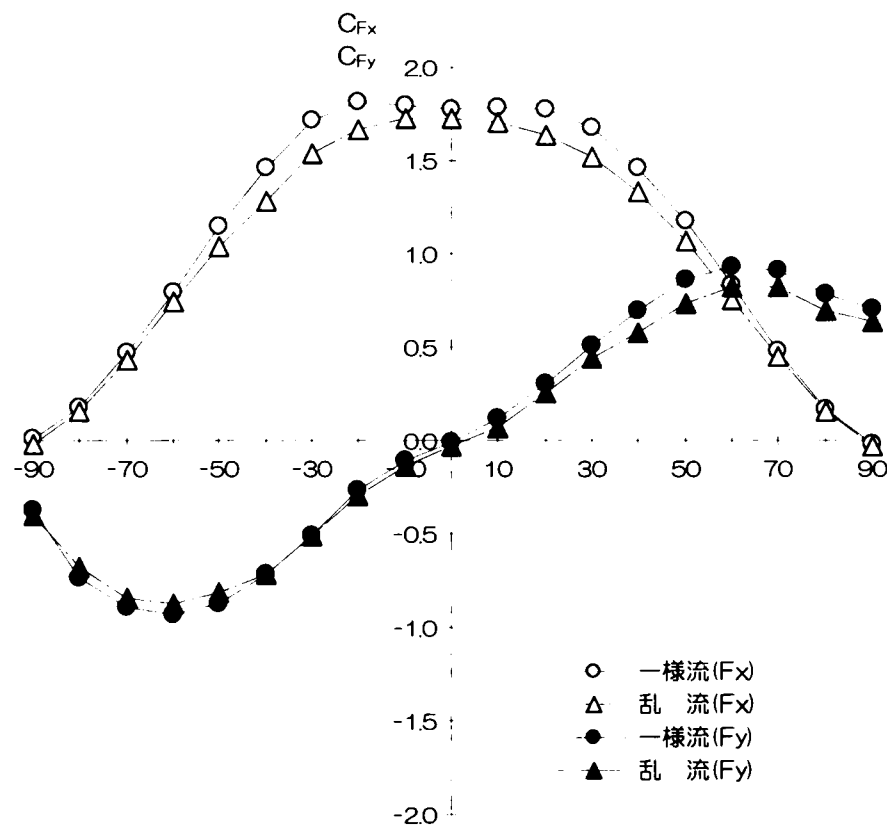


図3-8 一様流と乱流による空気力係数

(4) 上側アーチの構造高

図3-9に上側アーチの部材高さ D を 1.0m, 1.5m, 2.0m とした場合の抗力係数と横力係数の比較を示す。この結果から、横力係数に関してはあまり変化がないと言えるが、抗力係数は当然大きくなっており、最大値としては、

部材厚 $D = 1.0\text{m}$: $C_{Fx} = 1.814$
 $D = 1.5\text{m}$: $C_{Fx} = 1.907$ (+ 5.1 %)
 $D = 2.0\text{m}$: $C_{Fx} = 1.985$ (+ 9.4 %)

が得られた。これらの部材高さの変更により、受風面積の増加は、

部材厚 $D = 1.0\text{m}$: $A_n = 0.18245\text{m}^2$
 $D = 1.5\text{m}$: $A_n = 0.18870\text{m}^2$ (+ 3.4 %)
 $D = 2.0\text{m}$: $A_n = 0.19495\text{m}^2$ (+ 6.9 %)

となることから、上側アーチの増加に伴う抗力係数の増加率は、受風面積の増加率の 1.35 ~ 1.50 倍である。これはアーチの断面の辺長比が大きくなる（より bluff となる）ため、上側アーチ部材そのものの抗力係数が増加したものと考えられる。

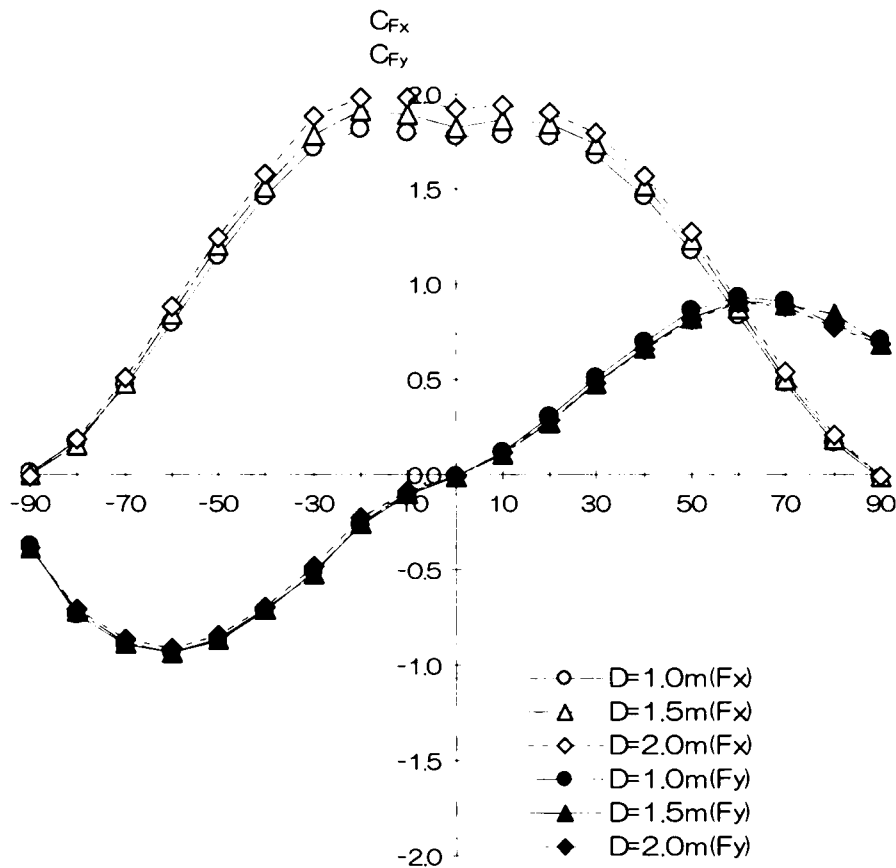


図3-9 アーチ部材の高さの変化と空気力係数

(5) ポンツーン

ポンツーン部の空気力評価に関しては、通常の試験状態では水面板上に発達する境界層の影響によりポンツーン部の作用空気力の正確な評価が困難であることから、別途境界層の発達を抑制する小型の水面板を用いた空気力計測試験により評価した。図3-10に抗力係数、横力係数の測定結果を示す。ここでの空気力係数は、水平偏角 $\beta = 0^\circ$ におけるポンツーンの喫水上面積を用いて基準化したものである。この結果からポンツーン部の空気力係数は、水面板の境界層の影響から試験風速によって多少のバラつきはみられたが $C_{Fx} = 0.85$ 程度と推定される。

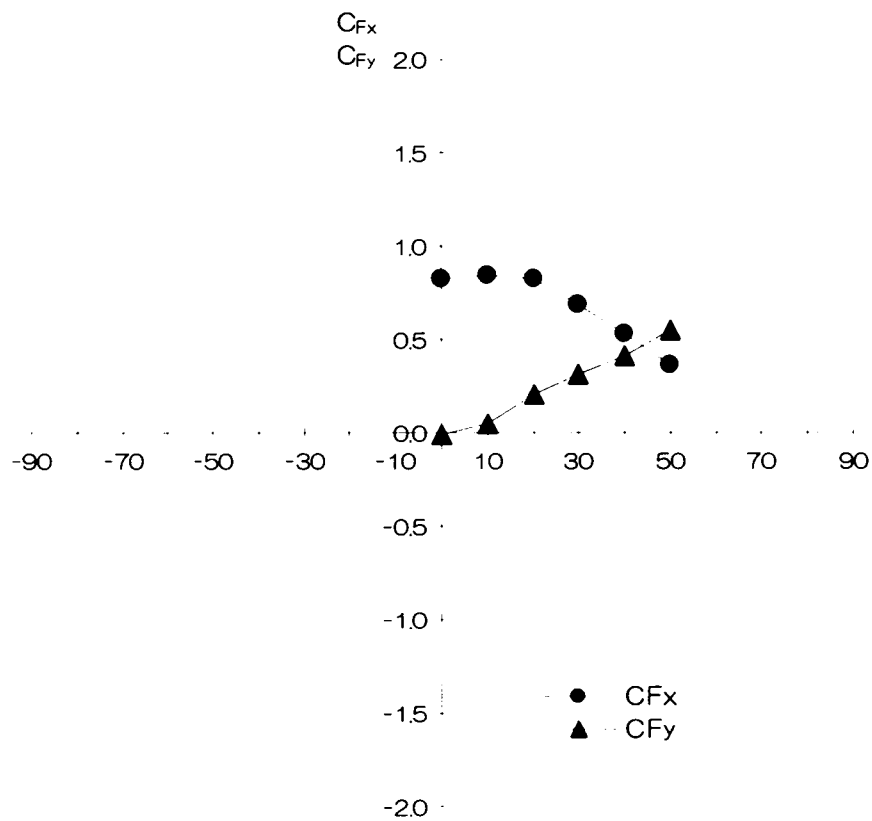


図3-10 ポンツーンに対する空気力係数

(6) 抗力低減対策

ステップー1試験では、図3-11に示すような下側アーチ部材の外側のみにフェンスプレートを取付け、その取付位置と突出幅を変化させた。図3-12に抗力係数の測定結果を示す。これからは、ここで想定した対策は抗力低減効果としては、3%程度であり、建設費全体を低減できるような大幅な抗力低減を行うためには、別途の対策が必要であることが判明した。

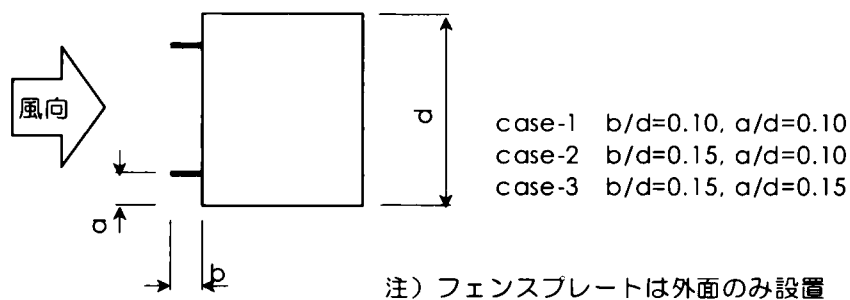


図3-11 抗力低減対策（フェンスプレート）

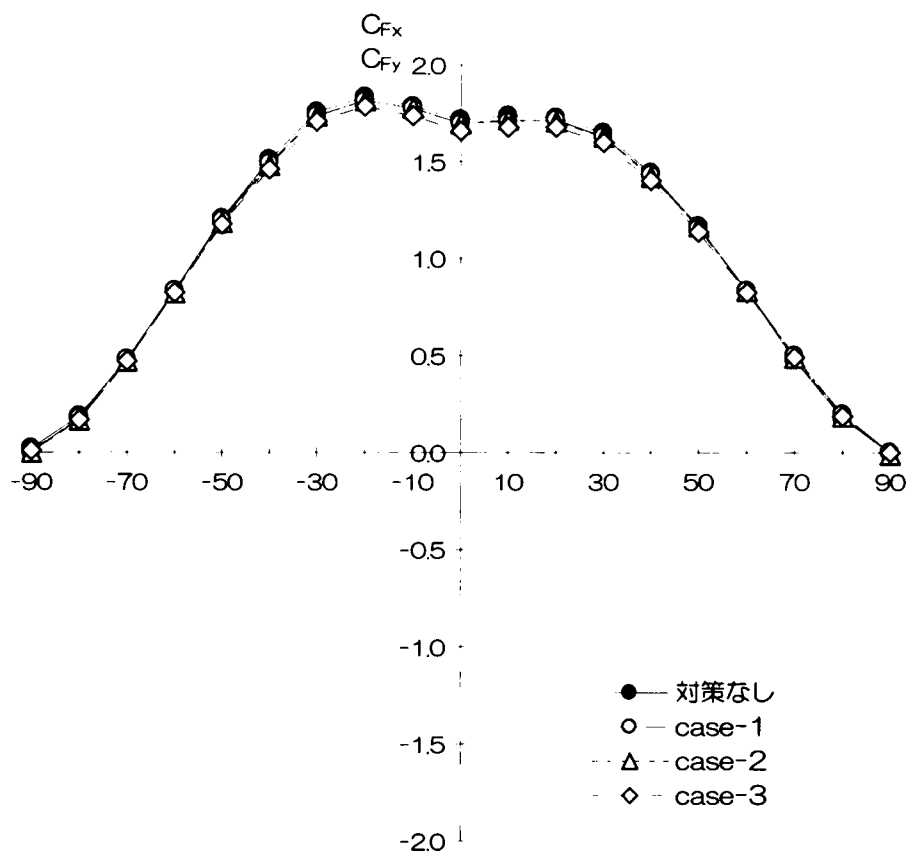


図3-12 フェンスプレートによる抗力低減

(7) 空気力係数の評価

試験の結果から本橋の橋体部に対する抗力係数として、迎角 $\alpha = 0^\circ$ において $C_{Fx} = 1.79$ (アクティブ模型単独状態では $C_{Fx} = 1.781$) という値が得られた。一方で既往の風洞実験データをもとに各部材毎の抗力係数を推定し、道路橋示方書に準じて上流側主構面に対する下流側主構面の抗力比を 1 : 0.5 と仮定した場合 (風洞試験をせずに設計する場合) の本橋の抗力係数推定値を整理したものと試験結果の比較を表 3-5 に示す。

既往データにもとづく抗力係数の推定値 $C_{Fx} = 2.298$ に対し、風洞試験により得られた抗力係数は、 $C_{Fx} = 1.781$ とその約 78 % でかなり小さい値となっているのが分かる。このように試験で抗力係数とし比較的小さな値が得られた要因として、主構面の充実率が比較的小さいこと、補剛桁が鋼床版を用いていることで非常に扁平な形状となっていることなどが影響しているものと考えられる。

表 3-5 既往データにもとづく抗力分担率の推定

部 材	風上側受風面積 m ²	受風面積比率	抗力係数 推定値	下 上流側 抗力比率	抗力分担(推定値)		備 考
					係数分担	分担率	
補剛桁	767.6	42.1 %	0.700	—	0.294	12.8 %	B D=2.6
上側アーチ	115.5	6.3 %	1.300	50.0 %	0.123	5.4 %	B D=0.87
下側アーチ	518.2	28.4 %	2.200	50.0 %	0.937	40.8 %	B D=0.44~0.87
一体区間	190.3	10.4 %	2.500	50.0 %	0.391	17.0 %	
吊り材	88.2	4.8 %	2.000	50.0 %	0.145	6.3 %	
支柱	144.8	7.9 %	2.000	50.0 %	0.238	10.4 %	
合 計	1824.6	100.0 %	1.000	50.0 %	0.169	7.3 %	受風面積は概算値
					2.298		①
					(1.781)		②風洞試験結果
					0.775		②/①

注) 1. 風洞試験結果は、一様流中、 $\alpha=0^\circ$: アクティブ模型単独状態に対する抗力係数を示す。

2. 受風面積は、半橋模型の実橋換算値を示す。

3.3.3 ステップ 2 試験（抗力低減対策試験）

ステップ 1 試験の結果から，風荷重低減対策として，実現性が高く，効果が大きいと期待できる補剛桁，上側アーチ，下側アーチに対する対策を検討することとした。吊り材や支柱材に対する対策は，橋全体の抗力の分担率が小さいことや構造的に難しいことから対策は不要と判断した。

（1）補剛桁に対する対策

補剛桁に対する対策としては，表 3－6 に示すように，桁下面の閉鎖，ブラケット下面の閉鎖とフェアリングの設置を組み合わせることで試験を実施した。表 3－7 に各ケースの空気力係数を整理した。ここでの結果をまとめると以下のことが言える。

表 3－6 補剛桁に対する対策

ケース名	桁下面閉塞	ブラケット下面閉塞	フェアリング
G-1			Type-1
G-2		○	
G-3		○	Type-1
G-4	○		
G-5	○	○	Type-1
G-6	○	○	Type-2

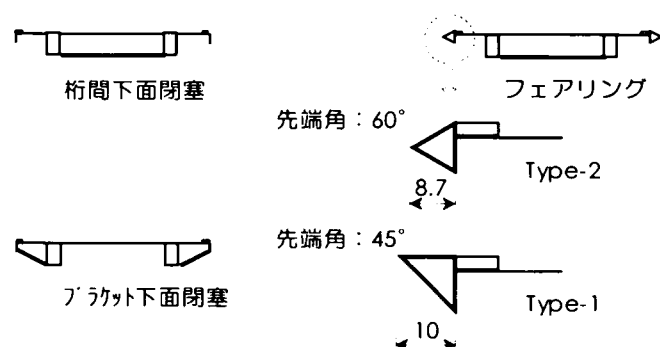


表 3－7 補剛桁に対する対策による抗力低減

空気力係数	対策 水平偏角	なし	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6
抗力係数 C_{rs}	90°	0.010	-0.002	0.001	-0.002	-0.005	-0.006	-0.007
	80°	0.181	0.177	0.184	0.183	0.173	0.187	0.179
	70°	0.480	0.478	0.480	0.482	0.465	0.475	0.464
	60°	0.832	0.828	0.826	0.824	0.811	0.810	0.798
	50°	1.186	1.194	1.178	1.175	1.166	1.161	1.140
	40°	1.475	1.474	1.456	1.448	1.443	1.422	1.399
	30°	1.698	1.694	1.676	1.661	1.649	1.620	1.596
	20°	1.781	1.768	1.752	1.725	1.718	1.687	1.664
	10°	1.760	1.756	1.727	1.708	1.699	1.674	1.647
	0°	1.716	1.723	1.678	1.670	1.642	1.625	1.604
	最大値	1.781	1.768	1.752	1.725	1.718	1.687	1.664
	低減率	0.00%	0.72%	1.61%	3.16%	3.52%	5.31%	6.56%

①フェアリングの設置およびブラケット下面の閉鎖については、それぞれ単独の対策とした場合には比較的効果は小さいが、これを組み合わせることにより効果が高められる傾向がみられる。

②対策の中では、桁下下面の閉鎖による低減効果が最も大きいと判断される。

③フェアリングの形状については、type-1 に比べ type-2 のほうが有効と考えられる。

(2) 上側アーチに対する対策

上側アーチに対する対策としては、表3-8に示すスプリッタ板とフェアリングの設置範囲を変化させて試験を行った。スプリッタ板については板幅を3種類変化させた。表3-9に各ケースの試験で得られた空気力係数を整理した。この結果をまとめると以下のことが言える。

表3-8 上側アーチに対する対策

対策名	ケース名	対策範囲		a
スプリッタ板	UA-1	単独区間	外面	8.0 mm
スプリッタ板	UA-2	単独区間	内外面	8.0 mm
スプリッタ板	UA-3	全区間	外面	8.0 mm
スプリッタ板	UA-4	全区間	内外面	8.0 mm
スプリッタ板	UA-5	全区間	外面	10.0 mm
スプリッタ板	UA-6	全区間	外面	13.0 mm
フェアリング	UA-7	単独区間	外面	8.7 mm

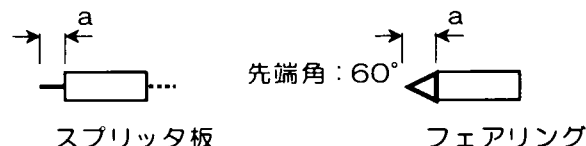


表3-9 上側アーチに対する対策による抗力低減

空気力係数	対策 水平偏角	なし	UA-1	UA-2	UA-3	UA-4	UA-5	UA-6	UA-7
抗力係数 C _d	90°	0.010	-0.005	-0.004	-0.011	-0.013	-0.005	-0.005	-0.003
	80°	0.181	0.183	0.183	0.175	0.172	0.177	0.175	0.184
	70°	0.480	0.476	0.467	0.467	0.456	0.467	0.467	0.481
	60°	0.832	0.818	0.804	0.802	0.783	0.806	0.803	0.826
	50°	1.186	1.166	1.149	1.141	1.112	1.146	1.140	1.168
	40°	1.475	1.445	1.427	1.419	1.386	1.428	1.421	1.449
	30°	1.698	1.657	1.637	1.629	1.597	1.646	1.639	1.662
	20°	1.781	1.722	1.705	1.699	1.671	1.718	1.709	1.722
	10°	1.760	1.695	1.685	1.675	1.659	1.690	1.675	1.683
	0°	1.716	1.659	1.644	1.645	1.631	1.651	1.645	1.648
	最大値	1.781	1.722	1.705	1.699	1.671	1.718	1.709	1.722
	低減率	0.00%	3.34%	4.29%	4.59%	6.20%	3.52%	4.05%	3.34%

- ①スプリッタ板については、実橋換算で 80 cm幅相当以上の大きさの板を設置することにより、比較的大きな抗力低減効果を期待することができる。また、板幅を変化させてもあまり低減効果に大きな変化はみられない。
- ②スプリッタ板をアーチ部材の外表面だけでなく内面にも設置することにより、低減効果を 30 ～ 35 %程度向上させることができる。この内面に対する対策は、下流側アーチに対する低減効果があるためと考えられる。
- ③上下アーチ一体部分に対してもスプリッタ板の設置により、上側アーチ単独区間の低減効果の 40 %程度の効果が期待できる。
- ④フェアリングの抗力低減効果は、スプリッタ板のそれとほぼ同様と考えられる。

(3) 下側アーチに対する対策

下側アーチに対する対策としては、表 3 - 10 に示すように、フェンス板、隅切り、面取り、デフレクター、部材厚増加（断面形状の変化）の 5 種類の対策を考慮し、それぞれで対策部材の寸法を変化させた試験を実施した。表 3 - 11 に各試験ケースで得られた空気力係数のうち、抗力係数とその低減率を整理した。この結果から以下のことが言える。

- ①フェンス板については、ステップー 1 試験での検討したものより、板幅を増加させ、流れに対する見付け角が 30 ° 程度となるような配置が抗力低減効果を向上させる。
- ②隅切りについても、隅切り高さを実橋換算で 80 cm程度として、流れに対しての見付け角が 30 ° となるように設定するのが最も有効である。この隅切りの効果は、フェンス板によるものとほぼ同等である。
- ③面取りによる抗力低減効果は、フェンス板や隅切りによるものに比べると効果が小さい。
- ④既往の試験データによれば、矩形断面の抗力に対してはデフレクターの設置が有効となると予想されたが、本試験では、アーチ部材に対するデフレクターの設置は抗力低減対策としてはあまり有効とならず、その寸法、配置によっては抗力を反対に増加させる方向に作用する。
- ⑤断面形状については、辺長比を大きくしても抗力低減対策として有効にならず、かえって抗力を増加させることが確認された。

(4) 総合試験

それぞれの部材に対する試験結果を参考に図 3 - 13 に示した総合対策を選定し、ステップー 1 試験と同じく、風向や気流特性の変化、反力壁や緩衝桁の有無等の条件を変化させて対策後の空気力係数を測定した。その結果の一例として図 3 - 14 に一様流中、 $\alpha = 0^\circ$ における水平偏角の変化と空気力係数の測定結果を示す。風向の変化による空気力係数の変化は、ステップー 1 試験の基本試験と同じ傾向であった。また、それぞれの試験で得られた抗力係数および横力係数の最大値を表 3 - 12 に整理した。これによると基本設計時に設定した既往の設計基準から得られた抗力係数 $C_{Fx} = 2.29$ およびステップー 1 試験による抗力係数 $C_{Fx} = 1.79$ が大きく低減されている。総合試験の結果と基本試験およ

び部材毎の対策試験結果から各対策の低減率を表 3－13 に示すように推定した。これらの対策により全体として抗力係数は、約 20 %低減できることが判明した。ただ、アーチの断面形状によるものと思われるが、一様流中試験による迎角により抗力係数が急に大きくなる傾向が見られるため、設計では安全側の評価として抗力係数 $C_{Fx} = 1.60$ とした。また、吊材部および支柱部が全体の風荷重に対する寄与率が小さいことも表から読みとれる。

夢洲・舞洲連絡橋では総合試験結果を参考に風荷重低減を計画したが、部材の構造法、景観、維持管理を考慮して最終的には上側アーチおよび下側アーチ内面についても隅切りを採用した。このため図 3－15 に示すような隅切り寸法を変化させた試験を実施し、最適な寸法および取り付け位置を検討した。その結果を表 3－14 に整理している。この結果から上側アーチについても断面形状は異なるが、下側アーチと同様に流れの見付け角が 30° 程度となる形状が最適であると判断される。また、下側アーチ内面に隅切りを設置することにより、総合試験より抗力低減効果の向上が期待される。

最後に表 3－15 に本章で検討した風洞試験結果に基づいて設定した風荷重の比較を整理した。

表 3-10 下側アーチに対する対策

対策名	ケース名	対策範囲		a (a 1)	a 2	b
フェンス板	LA-F-1	桁上単独区間	外面	8.0 mm		5.0 mm
	LA-F-2	桁上区間	外面	8.0 mm		5.0 mm
	LA-F-3	桁上区間	内外面	8.0 mm		5.0 mm
隅切り	LA-C-1	桁上単独区間	外面	3.0 mm		3.0 mm
	LA-C-2	桁上単独区間	外面	4.5 mm		3.0 mm
	LA-C-3	桁上単独区間	外面	4.5 mm		4.5 mm
	LA-C-4	桁上単独区間	外面	6.0 mm		4.5 mm
	LA-C-5	桁上単独区間	外面	6.0 mm		6.0 mm
	LA-C-6	桁上単独区間	外面	7.5 mm		6.0 mm
	LA-C-7	桁上単独区間	外面	6.0 mm		3.5 mm
	LA-C-8	桁上単独区間	外面	7.5 mm		4.5 mm
	LA-C-9	桁上単独区間	外面	8.0 mm		5.0 mm
	LA-C-10	一体区間	外面	6.0 mm		6.0 mm
	LA-C-11	一体区間	外面	7.5 mm		6.0 mm
	LA-C-12	一体区間	外面	9.0 mm		6.0 mm
	LA-C-13	一体区間	外面	6.0 mm		3.5 mm
	LA-C-14	一体区間	外面	7.5 mm		4.5 mm
	LA-C-15	全区間	外面	4.5 mm		4.5 mm
	LA-C-16	全区間	外面	6.0 mm		4.5 mm
	LA-C-17	桁上区間	外面	6.0 mm		4.5 mm
	LA-C-18	桁上区間	外面	8.0 mm		5.0 mm
面取り	LA-M-1	桁上単独区間	外面	4.5 mm		4.5 mm
	LA-M-2	桁上単独区間	外面	8.0 mm		5.0 mm
デフレクタ	LA-D-1	桁上単独区間	内外面	6.0 mm	0.0 mm	2.0 mm
	LA-D-2	桁上区間 *1)	内外面	6.0 mm	0.0 mm	2.0 mm
	LA-D-3	桁上区間 *2)	内外面	6.0 mm	0.0 mm	2.0 mm
	LA-D-4	桁上区間 *3)	内外面	6.0 mm	0.0 mm	2.0 mm
	LA-D-5	桁上区間 *1)	内外面	6.0 mm	0.0 mm	4.0 mm
	LA-D-6	桁上単独区間	内外面	4.0 mm	6.0 mm	2.0 mm
	LA-D-7	桁上区間 *1)	内外面	4.0 mm	6.0 mm	2.0 mm
	LA-D-8	桁上単独区間	内外面	4.0 mm	6.0 mm	4.0 mm
部材幅増加	LA-B-1	桁上単独区間	外面側	部材幅 26mm→40mm		
	LA-B-2	桁上下単独区間	外面側			
	LA-B-3	全区間	外面側			

*1) 一体区間下面側のみ

*2) 一体区間上下面

*3) 一体区間上下面+上側ア-チにも設置

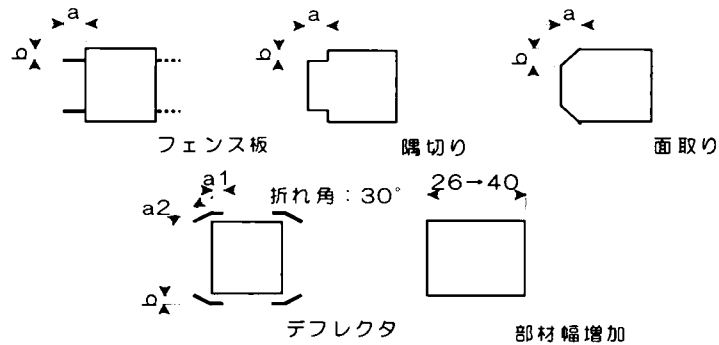


表 3-11 下側アーチに対する対策による抗力係数の最大値と低減率

対策番号	なし	フェンス板					
		LA-F-1	LA-F-2	LA-F-3			
最大値	1.781	1.754	1.729	1.684			
低減率	0.00 %	1.49 %	2.92 %	5.43 %			
隅切り							
対策番号	LA-C-1	LA-C-2	LA-C-3	LA-C-4	LA-C-5	LA-C-6	LA-C-7 LA-C-8 LA-C-9
最大値	1.765	1.757	1.762	1.752	1.764	1.752	1.749 1.730 1.731
低減率	0.89%	1.37%	1.07%	1.61%	0.95%	1.61%	1.79% 2.86% 2.80%
隅切り							
対策番号	LA-C-10	LA-C-11	LA-C-12	LA-C-13	LA-C-14	LA-C-15	LA-C-16 LA-C-17 LA-C-18
最大値	1.774	1.770	1.761	1.770	1.756	1.729	1.700 1.722 1.706
低減率	0.42%	0.60%	1.13%	0.60%	1.43%	2.92%	4.53% 3.34% 4.23%
面取り							
対策番号	LA-M-1	LA-M-2					
最大値	1.756	1.743					
低減率	1.43%	2.15%					
デフレクタ							
対策番号	LA-D-1	LA-D-2	LA-D-3	LA-D-4	LA-D-5	LA-D-6	LA-D-7 LA-D-8
最大値	1.795	1.802	1.791	1.820	1.808	1.757	1.751 1.748
低減率	-0.78%	-1.19%	-0.54%	-2.21%	-1.49%	1.37%	1.67% 1.85%
部材厚増加							
対策番号	LA-B-1	LA-B-2	LA-B-3				
最大値	1.788	1.788	1.804				
低減率	-0.42%	-0.42%	-1.31%				

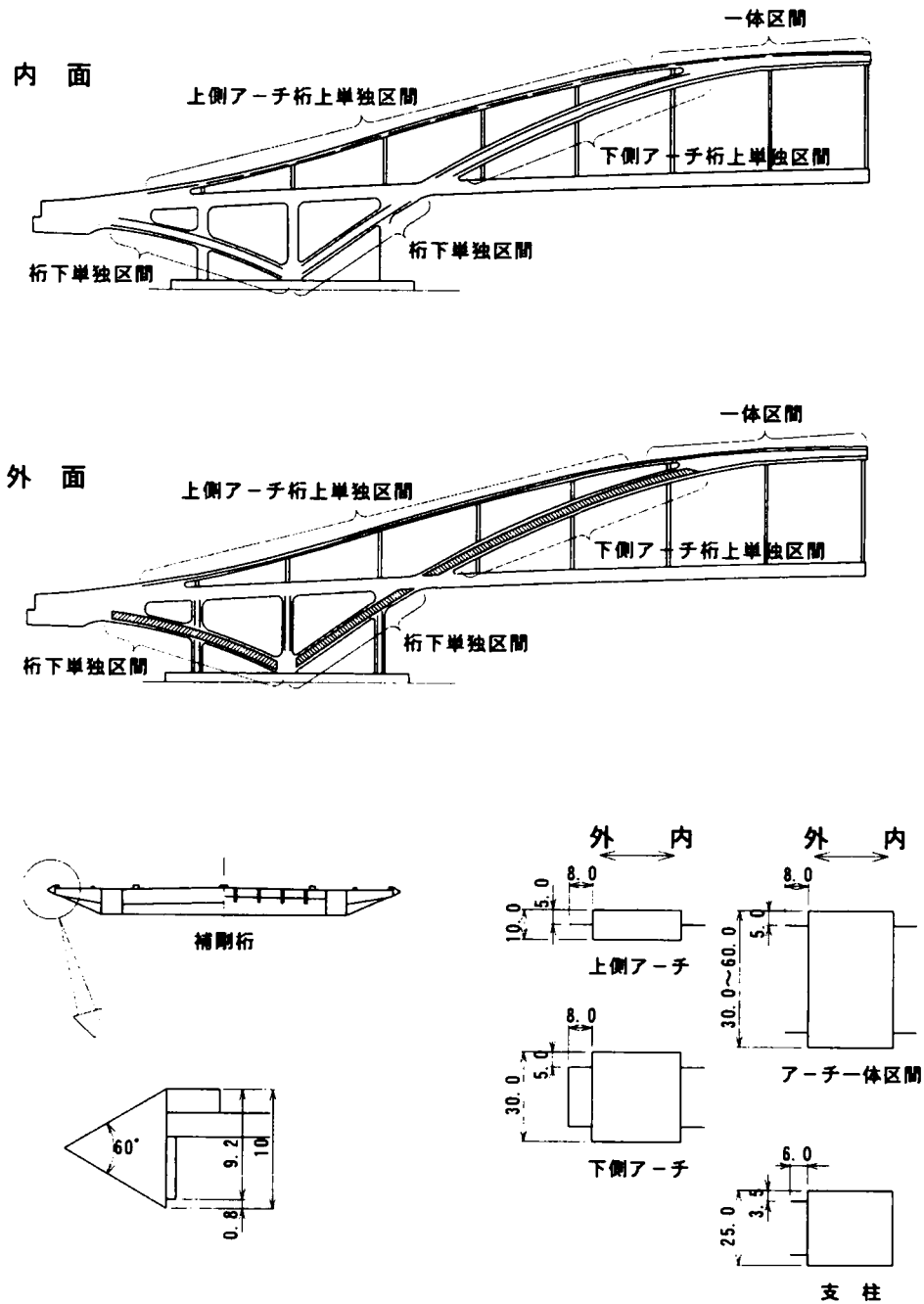


図 3-13 各部材に対する抗力低減対策

表 3-12 総合試験空気力係数一覧表

a) 抗力係数最大偏角時 ($\beta=0\sim 20^\circ$)

受風面積 $A_n=3,824.6\text{ m}^2$

気 流	迎 角	抗力係数	横力係数	揚力係数	抗力 作用中心 ホッパース上	備 考
一様流	$\alpha=0^\circ$	1.46	0.30	0.12	27.4 m	
一様流	$+5^\circ$	1.60	0.29	0.33	30.3 m	
境界層乱流	0°	1.34	0.31	0.06	28.3 m	
境界層乱流	$+5^\circ$	1.44	0.30	0.27	34.7 m	

b) 横力係数最大偏角時 ($\beta=60^\circ$)

気 流	迎 角	抗力係数	横力係数	揚力係数	備 考
一様流	$\alpha=0^\circ$	0.73	0.89	0.08	
一様流	$+5^\circ$	0.74	0.85	0.12	
境界層乱流	0°	0.67	0.78	0.04	
境界層乱流	$+5^\circ$	0.68	0.79	0.08	

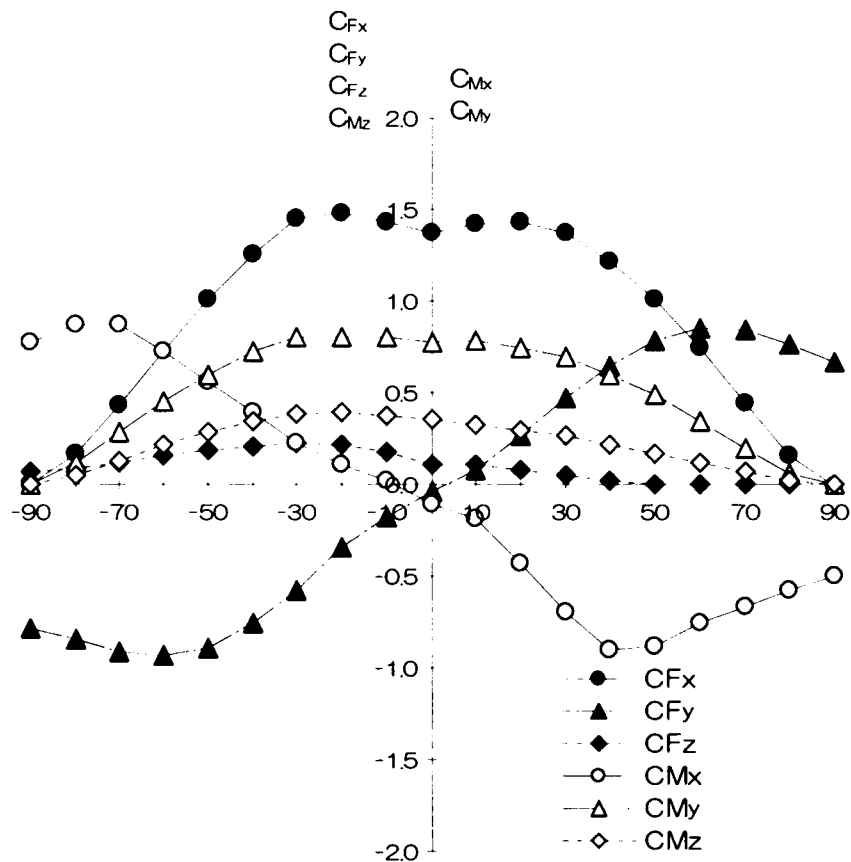


図 3-14 アーチ部材の抗力低減対策試験

表 3-13 抗力低減効果の推定

(ブレイク 模型単独状態: $\alpha=0^\circ$)

		受風面積		抗力係数 (推定値)	下流側 低減率	対策前抗力 分担(推定値)		抗力係数 (低減分)	低減率 (推定値)	抗力低減対策効果	
		m ²	比率			係数分担	分担率			低減分	低減率 (推定値)
上流側	補剛桁	1530.8	42.2 %	0.55		0.232	12.9 %	0.117	50.4 %		流線形化
		360.4	9.9 %	1.75		0.174	9.7 %	0.037	21.3 %		隅切り
	下側アーチ	360.4	9.9 %	1.75		0.174	9.7 %	0.050	28.7 %		隅切り
		378.6	10.4 %	1.95		0.204	11.3 %	0.025	12.3 %		フェンス板
	その他	313.0	8.6 %	1.75		0.151	8.4 %				
		231.0	6.4 %	1.00		0.064	3.5 %	0.059	92.6 %		λ ² リッパ板
	吊 材	161.0	4.4 %	1.55		0.069	3.8 %				
	支 柱	289.5	8.0 %	1.55		0.124	6.9 %				
	横 構	410.0	11.3 %	0.75		0.085	4.7 %				
		360.4	9.9 %	1.75		0.087	4.8 %	0.017	19.5 %		フェンス板
下流側	下側アーチ	360.4	9.9 %	1.75		0.087	4.8 %	0.022	25.3 %		フェンス板
		378.6	10.4 %	1.95		0.102	5.7 %	0.022	21.6 %		フェンス板
	その他	313.0	8.6 %	1.75	50.0 %	0.076	4.2 %				
		231.0	6.4 %	1.00		0.032	1.8 %	0.017	53.3 %		λ ² リッパ板
	吊 材	161.0	4.4 %	1.55		0.034	1.9 %				
	支 柱	289.5	8.0 %	1.55		0.062	3.4 %				
	横 構	410.0	11.3 %	0.75		0.042	2.4 %				
						1.80 (1.781)					
	合 計	3624.6						0.366	20.6 %	個別対策効果からの推定値	
								(0.370)	(20.8%)	総合対策風洞試験結果	

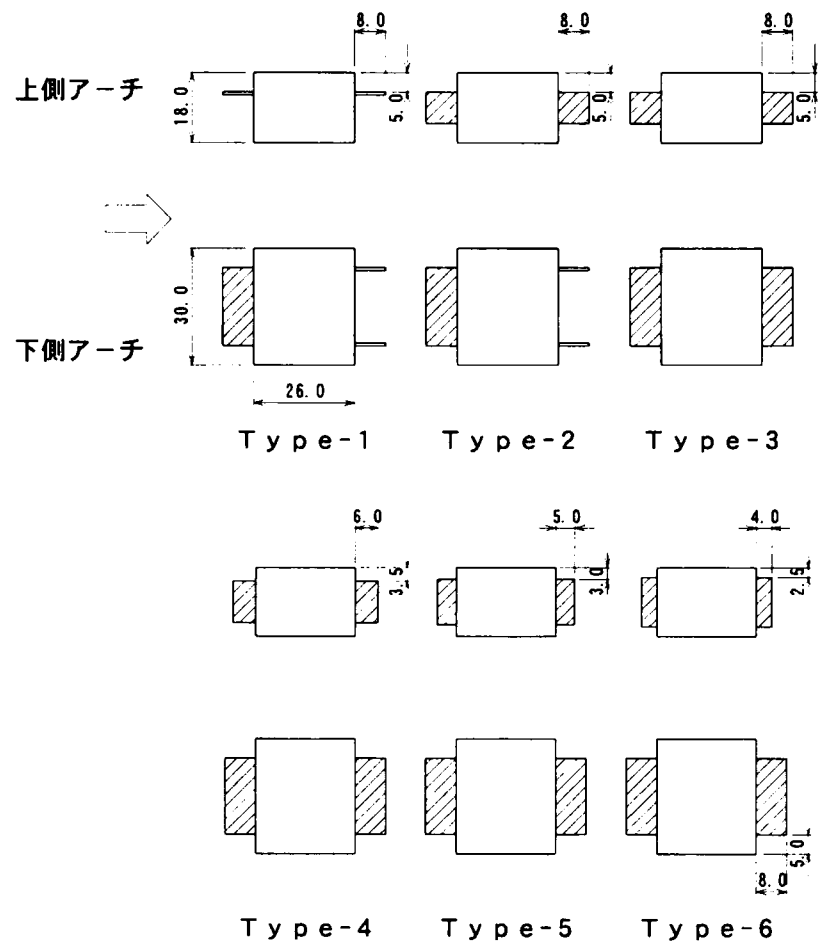


図 3-15 アーチ部材の抗力低減対策試験

表 3-14 総合対策対象案と全部材隔切り対策による空気力係数

空気力係数	対 策 水平偏角	総合対策対象案 Type-1	全部材隔切り対策案				Type-6
			Type-2	Type-3	Type-4	Type-5	
抗力係数 C_{Fx}	90°	-0.008	0.008	0.007	0.009	0.010	0.008
	80°	0.161	0.153	0.148	0.148	0.150	0.157
	70°	0.436	0.416	0.406	0.409	0.412	0.412
	60°	0.733	0.698	0.687	0.689	0.693	0.700
	50°	1.010	0.960	0.941	0.952	0.953	0.960
	40°	1.231	1.180	1.146	1.155	1.161	1.167
	30°	1.412	1.339	1.290	1.324	1.325	1.338
	20°	1.457	1.395	1.342	1.366	1.376	1.402
	10°	1.429	1.387	1.338	1.341	1.346	1.381
	0°	1.375	1.336	1.294	1.292	1.288	1.312
	最大値	1.457	1.395	1.342	1.366	1.376	1.402
	低減率	0.00 %	4.28 %	7.91 %	6.28 %	5.59 %	3.80 %
横力係数 C_{Fy}	90°	0.728	0.721	0.720	0.721	0.720	0.728
	80°	0.804	0.791	0.788	0.785	0.787	0.787
	70°	0.880	0.868	0.870	0.868	0.869	0.875
	60°	0.890	0.893	0.899	0.896	0.896	0.901
	50°	0.836	0.842	0.850	0.848	0.847	0.851
	40°	0.704	0.714	0.730	0.728	0.725	0.728
	30°	0.528	0.538	0.558	0.549	0.548	0.546
	20°	0.301	0.313	0.326	0.321	0.322	0.315
	10°	0.127	0.128	0.133	0.131	0.129	0.126
	0°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚力係数 C_{Fz}	90°	0.033	0.030	0.024	0.026	0.027	0.031
	80°	0.086	0.046	0.038	0.043	0.038	0.052
	70°	0.117	0.052	0.041	0.045	0.043	0.057
	60°	0.153	0.061	0.052	0.056	0.052	0.064
	50°	0.188	0.075	0.066	0.068	0.066	0.076
	40°	0.207	0.093	0.085	0.086	0.083	0.095
	30°	0.224	0.115	0.109	0.106	0.105	0.115
	20°	0.219	0.127	0.124	0.122	0.121	0.130
	10°	0.180	0.122	0.120	0.128	0.126	0.125
	0°	0.112	0.088	0.082	0.085	0.088	0.096

3. 4 まとめ

本章では、本研究のモデルである夢洲・舞州連絡橋の風洞試験について試験内容と結果について述べた。この内容を以下に要約する。

- (1) 浮体橋は、風荷重が大きな設計因子となることから、空気力の算定が重要となる。
とくにアーチ形式などの多くの部材により構成されている場合、各部材の空気力を算定したものより、風洞試験結果が小さい結果を示すため、風洞試験により正確な空気力係数を把握することが建設費の削減から有効である。
- (2) 浮体橋では積極的に空気力低減対策を行うことにより、より経済的な設計が可能となる場合がある。
- (3) 浮体橋の例とした夢洲・舞州連絡橋では、抗力係数に関して、風洞試験結果で正確な空気力係数を算定することにより既往の基準から算定した値に対して約 22 % 小さい値として設計できることが判明した。また、補剛桁、上下アーチに抗力低減対策を行うことにより、さらに約 20 % の風荷重（抗力方向）の低減が可能となった。
- (4) 風荷重の低減対策としては、補剛桁については桁下の閉塞、アーチ部材については、流れに対する見付け角を 30° とした対策の効果が大きい。

以上の結論から夢洲・舞州連絡橋では、補剛桁をセバーンタイプの箱断面に、アーチ部材には箱形の隅切りを設けることとした。また、抗力係数としては、風の鉛直傾斜角（浮体橋のローリング変位を含む）を考慮し、安全側の評価として橋軸直角方向受風面積に対して $C_D = 1.6$ を採用することとした。

【参考文献】

- 1) 岡内功, 伊藤學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善, pp.138-143, 1977.7.
- 2) Eduard Naudascher: Flow-induced Force and Vibrations, pp.6.40-44, Tokyo, 1982.9.
- 3) Shiraishi, N., Matsumoto, M., Shirato, H., Ishizaki, H.: On Aerodynamic Stability Effects for Bluff Rectangular Cylinders by Their Corner-cut, Proc. of the 7th International Congress on Wind Engineering, Aachen, pp.371-380, 1987.7.
- 4) 丸山忠明, 小川一志, 下土居秀樹: 夢洲～舞州連絡橋（仮称）の風荷重に関する検討, 土木学会年次学術講演会概要集 I -701, pp.1402-1403, 1995.9.
- 5) 丸山忠明, 小川一志, 下土居秀樹: 夢洲～舞州連絡橋（仮称）の風洞実験, 日本風工学会年次講演会概要集, pp.161-162, 1995.4.
- 6) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領（1980）・同解説. 1980.6.
- 7) 岡内功, 伊藤學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善, pp.91-93, 1991.7.
- 8) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, pp.91-93, 1991.7.

9) ESDU (Engineering Sciences Data Unit) : No.85020 ; Characteristics of atmospheric turbulence near the ground Part II, single point data for strong winds (neutral atmosphere), pp.4 and 16, 1985.10.

10) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説， pp.11， 1990.2.

第4章 安定性と横方向支持方法

4. 1 安定性の照査方法

浮体橋は、「浮く」という文字から風・波浪によって動揺し、波間を漂う連想がある。台風時などかなり大型の船舶でも大きく動揺しているのが報道に見受けられ、浮体を議論する場合、まず、安定性について検討する必要がある。

浮体橋の安全性に対しては、風や波浪という横方向荷重に対して、

- ①浮体橋の傾斜、転倒等の安定性の照査
- ②浮体橋の動揺量の算定

が必要となる。②については、浮体橋の動揺特性として第6章で述べることとし、本章では浮体橋の傾斜・転倒などの安定性照査について述べることとする。

浮体橋の安定性について検討するにあたって、まず、その重心および浮心の位置が問題となる。これについては、一般的に橋体の中心に重心、浮心を一致させることが、安定性だけでなく、動的応答特性からも予想外の動揺を発生させないことが望ましく、基本設計において、設計条件が許す限り、構造断面を線対称とするよう構造部材を配置するのが得策である。

モデルである夢洲・舞洲連絡橋では、橋軸方向の係留設備を舞洲側のみに設置したことから、舞洲側の橋体が重く、橋軸方向の重量分布が非対称となっており、重心を橋体中心に一致させるため、コンクリートによる固定バラストを夢洲側のポンツーン内に打設し、質量のバランスを保持した。固定バラストを除いた重量および重心計算結果を表4-1に示す。これを図示したものが図4-1である。バラストなしでは、重心は舞洲側に6.15m、橋軸直角方向では西側に0.22m橋体中心から偏心することとなる。重心位置を橋体中心に一致させるために夢洲側の補剛桁に705 t、ポンツーンに337 tのコンクリート固定バラストを偏載した。このバラストによって生じる橋体の弾性変形は、弾性モデルによる骨組解析によると、ねじれ角で0.09°程度で全体強度には問題としないことを確認した。バラストにより重心は、橋体中央に移動し、全体重量が31,538tに、重心位置が25.97mから25.59mに変化した。

浮体の安定性については、運輸省から既に基準が出されており¹⁾、静的安定性と動的安定性（横方向荷重として風荷重を考慮）の評価を行うこととしている。以下にこの基準についてその内容を概説する。

表 4 - 1 浮体橋重量重心計算結果

項 目	重量	XG	X-MT	YG	Y-MT	ZG	Z-MT
	(ton)	(m)	(t-m)	(m)	(t-m)	(m)	(t-m)
夢洲側フィンガー桁(x1) (*)	1,826.27	-191.78	-350.239	0.00	0	24.85	45,388
補助桁(x1) (*)	9,155.62	0.00	0	0.00	0	32.04	293,319
舞洲側フィンガー桁(x1) (*)	1,826.27	191.78	350.239	0.00	0	24.85	45,388
フィンガー部ブラケット(x1) (*)	675.00	194.50	131.291	4.66	3,149	24.78	16,730
インサイトアーク(x2) (*)	1,339.14	-112.76	-151.005	0.00	0	30.20	40,440
頂部インサイトアーク(x2) (*)	989.36	0.00	0	0.00	0	61.02	60,372
インサイトアーク(x2) (*)	1,339.14	112.76	151.005	0.00	0	30.20	40,440
アウトサイドアーク(x2) (*)	1,110.00	0.00	0	0.00	0	45.98	51,043
吊材(x2) (*)	932.72	0.00	0	0.00	0	44.65	41,645
支柱(x2) (*)	1,129.12	0.00	0	0.00	0	19.78	22,337
Kトラス(x2) (*)	742.34	0.00	0	0.00	0	55.07	40,884
フェンダー(x1)	426.00	64.03	27.275	0.00	0	23.82	10,145
回転ピン(x1)	168.00	205.30	34.490	20.50	3,444	23.91	4,018
油圧ユニット(x1)	17.60	-202.85	-3.570	18.75	330	22.57	397
油圧ユニット(x1)	24.20	206.75	5.003	-20.60	-499	22.57	546
電気室	10.70	197.15	2.109	-20.30	-217	22.57	242
支承(x1)	40.00	-4.11	-165	0.00	0	23.67	947
補助シャッキ(x1)	50.40	0.00	0	0.00	0	23.67	1,193
渡桁(x1)	153.52	-20.26	-3,110	0.00	0	26.14	4,013
伸縮装置架台(x1)	56.08	0.00	0	0.00	0	26.14	1,466
落橋防止装置(x1)	10.96	0.00	0	0.00	0	22.07	242
緩衝桁反力(x1)	1,565.39	-1.16	-1,810	0.00	0	26.14	40,923
橋体本体合計	23,587.83	8.12	191,514	0.26	6,207	32.31	762,120

夢洲側ボンツーン (**)	3,468.63	-139.86	-485,123	0.17	590	4.34	15,054
舞洲側ボンツーン (**)	3,493.21	139.87	481,042	0.00	0	4.31	14,823

全重量 (バラスト除く)	30,495.67	6.15	187,434	0.22	6,796	25.97	791,997
--------------	-----------	------	---------	------	-------	-------	---------

(*) 溶着金属、塗装重量として3.5%を見込む。

(***) 溶着金属として2.1%を見込む。(2.1%は計算重量と浜出し時の実測重量を比較し、推定した値)

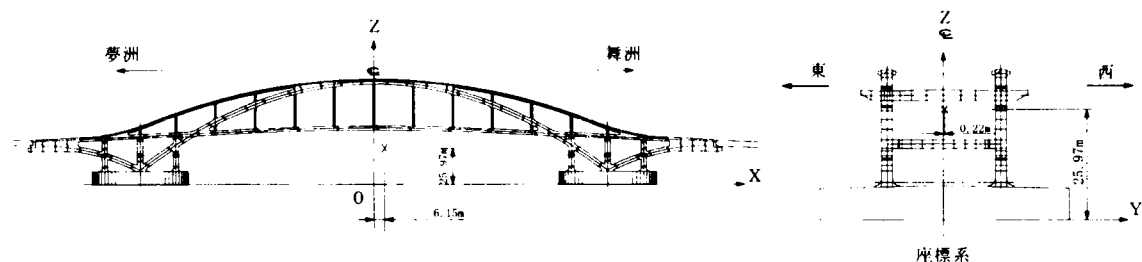


図 4 - 1 浮体橋の重心位置

①静的安定性

図4-2に示すように浮体が重心Gを中心として θ 傾斜した場合、みかけの水面も θ 傾斜することにより浮心BがB'に変化する。そこで重心と浮心が偏心し、その偶力によって $W \cdot GZ$ の復元力が発生する。ここでWは浮体重量、GZは重心位置での浮力作用方向との偏心量である。ここで浮心の作用方向と重心を通る重力方向の交点をメタセンターMと呼び、基準ではメタセンターと重心との距離TGM（横メタセンター高さ）が正であることが規定されている。これは、やじろべいの支点と錘の関係と同じであり、数値が大きいほど安定性が大きい。

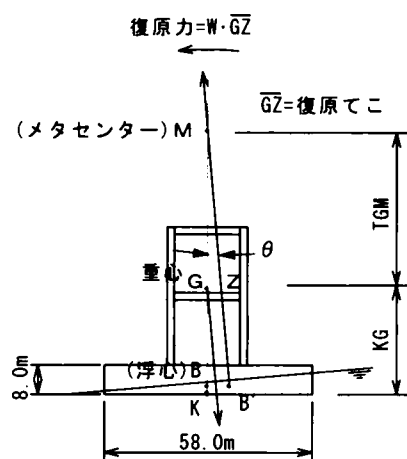


図4-2 重心・浮心および横メタセンター模式図

②動的安定性

浮体橋が風荷重を受けた場合の復元力の特性和傾斜モーメントの関係を図4-3に示した。風による傾斜モーメントは、傾斜するにつれてみかけの構造物高さが低くなり、受風面積の減少と風荷重作用点の中心が低くなることから線形で小さくなる。復元力については図4-2に示すように浮体構造物が横力を受け、傾斜するにしたがって浮心の移動により復元モーメントが大きくなる。しかし、ある程度傾斜してくると浮心の移動とともに作用方向の変化に伴って横メタセンター高さが低くなり、復元てこ長が小さくなることから復元力が小さくなってくる。さらに傾斜が大きくなり、浮体上面に海水が流入すると浮心が再び浮体中心へ戻ることや横メタセンターの移動による復元てこの減少で急激に復元力が低下する。

基準では、復元モーメントと外力の傾斜モーメントをモーメントと傾斜角の積（仕事量）で評価し、その安全率を1.4として次式を示している。

$$\text{面積}(A+B) \geq 1.4 \times \text{面積}(B+C) \quad (\text{式4-1})$$

ここで、面積A、BおよびCは、図4-3に図示したものである。また、面積算定にあたっては、傾斜角が θ_2 （海水流入角）と θ_3 （復元力曲線と風等による傾斜モーメント曲線の交点）のうち、いずれか小さい方の角度までとしている。

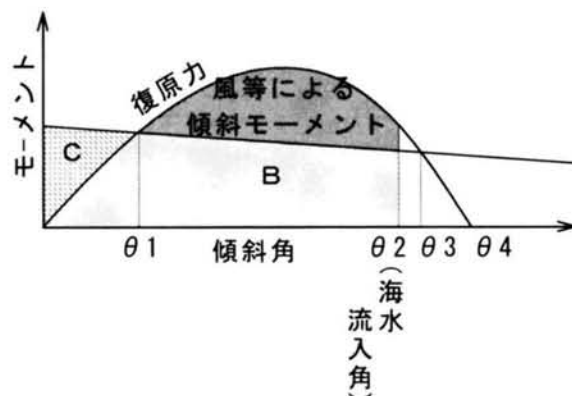


図4-3 浮体の動的安定性の検討

4. 2 安定計算

前節で示した2つの判定条件によって浮体橋の安定性を照査するが、浮体橋の場合、活荷重を加える必要がある。また、船舶の衝突や不慮の事故によりポンツーンに浸水した場合の安定性についても検討しておく必要がある（船舶衝突に関する解析については、第10章で詳しく述べる）。そこで、夢洲・舞洲連絡橋においては以下のケースについて安定性の照査を行った。

通常状態：風および活荷重の載荷状態として表4-2の4ケースを考慮する。ケース4については旋回作業完了時の状態を開橋時（航路開放時）とした。

損傷状態：船舶衝突による外板損傷により、外周2区画に浸水した場合と腐食などの要因により、内部1区画が浸水した場合を考慮する。

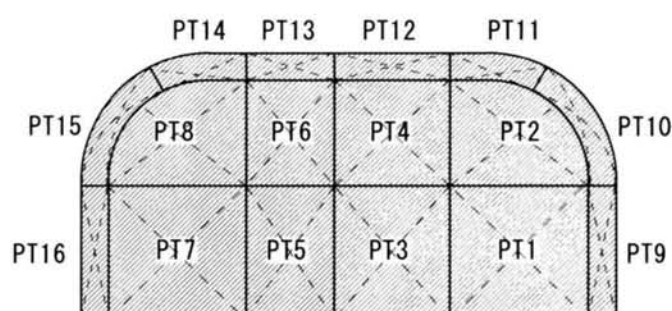
表4-2 安定検討の荷重ケース

ケース	活荷重 搭載状態	風速 (m/s)	備考
1	無載荷	42.0	暴風時
2	偏 載	20.0	交通規制風速時
3	全 載	20.0	交通規制風速時
4	無載荷	15.0	開橋時 (縦衝桁なし)

損傷状態としては、図4-4示す外板損傷ケース5と内部損傷ケース6について計算した。なお、損傷時には活荷重は、無載荷とし、風荷重については、供用限界風荷重 $V_{10} = 20\text{m/sec}$ とした。これは、暴風時の最大風速 $V_{10} = 42\text{m/sec}$ とこのような損傷事故が同時に発生する確率が無視できるほど小さいと想定されるためである。

それぞれのケースの判定基準としては、通常状態および損常時風荷重がない場合については、橋体の傾斜角として2%以下とした。これは、路面の勾配が逆勾配にならないことを目安とした。また、損傷時の風荷重がある場合については、3.5%以下とした。これは、第6章に示す動揺シミュレーション結果の暴風時の最大傾斜を超えないことを目安としたものである。

通常時の計算結果を表4-3に、損傷時の結果を表4-4に示す。まず、横メタセンタ一高さについては、通常時で25.51～33.80m、損傷時で29.59～30.72mとなり、正の値であることから静的安定性は、基準を満足しており問題はない。この数値に関して船舶の例と比較してみると、大型タンカーの場合よりかなり大きな値であり、浮体橋の安定性が非常に大きいことが分かる。



外周2区画損傷のケース

PT 9 + PT 10
PT 10 + PT 11
PT 11 + PT 12
PT 12 + PT 13
PT 13 + PT 14

内部1区画損傷のケース

PT 1
PT 2
PT 3
PT 4
PT 5
PT 6

図4-4 ポンツーン損傷ケース

表 4 - 3 浮体橋安定計算結果(通常時)

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
供用状態	暴風時	交通規制 風速時	交通規制 風速時	開橋時 (緩衝桁無し)
活荷重	無載荷	偏載時	全載荷	無載荷
風速 (m/s)	42.0	20.0	20.0	15.0
平均吃水 (m)	4.81	5.10	5.31	4.55
排水量 (t)	31,537	33,379	34,792	29,779
重心高さ KG(m)	25.59	25.83	26.01	25.56
横メタタ-高さ ≥ 0 GM(m)	30.72	27.64	25.51	33.80
トリム (角度) (deg)	0.00	0.00	0.00	0.00
トリム (勾配) (%)	0.00	0.00	0.00	0.00
ヒール (角度) (deg)	0.00	1.12	0.24	0.00
ヒール (勾配) (%)	0.00	1.95	0.42	0.00
面積比(A+B)/(B+C) ≥ 1.40	1.48	5.10	4.64	11.37

表 4 - 4 ポンツーン損傷時の浮体橋の安定性検討結果

浸水区画	平均吃水 (m)	横メタタ- TGM (m)	縦傾斜 (横軸) (%)	横傾斜 (横直) (%)	風による横直 傾斜E-メント (tm)	風による 最大横傾斜 (%)
非損傷時	4.81	30.72	0.00	0.00	13,982	1.44
PT 1	4.99	29.59	0.14	0.87	13,946	2.31
PT 2	4.94	29.97	0.10	1.62	13,956	3.06
PT 3	4.92	30.02	0.08	0.53	13,960	1.97
PT 4	4.90	30.16	0.07	1.23	13,964	2.67
PT 5	4.96	29.79	0.10	0.71	13,952	2.15
PT 6	4.94	29.97	0.08	1.66	13,956	3.10
PT 9+PT 10	4.88	30.18	0.06	0.62	13,968	2.07
PT 10+PT 11	4.87	30.34	0.05	0.93	13,970	2.37
PT 11+PT 12	4.86	30.44	0.04	0.90	13,972	2.34
PT 12+PT 13	4.87	30.41	0.04	0.99	13,970	2.43
PT 13+PT 14	4.87	30.40	0.04	1.04	13,970	2.48

浮体橋の基本設計においては、復元力特性を考慮した暴風時の風荷重による動的安定性の基準によりポンツーンの寸法が決定される。夢洲・舞洲連絡橋においても試算を行い、58m × 58m × 8m の基本寸法が定められ、その安全率は 1.48 となっている。

表 4-4 で損傷時の横傾斜についてはつぎのように求めた。

まず、供用時風速 $V_{10} = 20\text{m/s}$ における風荷重による橋軸直角方向傾斜モーメントを求める。これを M_w とすると、風を受けたときの最大傾斜角 θ_{max} は、以下の式で求められる。

$$\theta_{max} = \theta_0 + 100 \times \tan (M_w / MHD) \quad (\text{式 4-2})$$

ここで、 θ_0 : 活荷重偏載による傾斜

MHD : 橋体を 1° 傾斜させるのに必要な単位モーメント

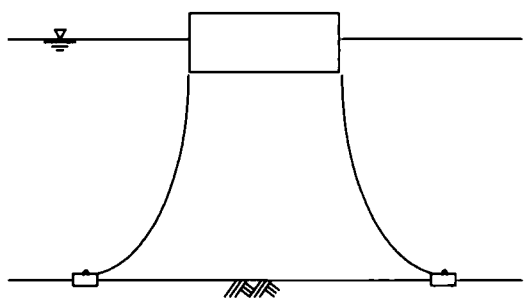
横メタセンター高さ TGM は、浸水してもその大きさの変化が小さく、十分な安定性を示している。また、図 4-4 に示すポンツーンの 2 区画が損傷し、浸水したとしても傾斜は最大で約 3° であり、交通供用は可能であると判断される。

4. 3 横方向支持方法

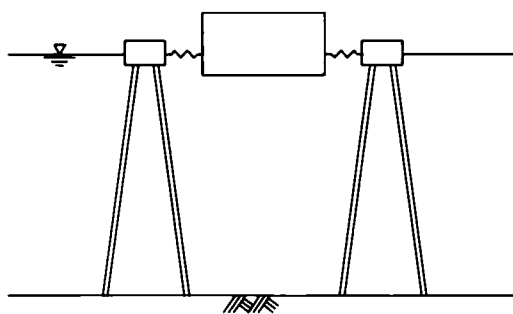
浮体橋を設計するにあたり、横方向の支持をどのような方法で行うかは、その構造特性を決定する大きな設計要素である。すなわち、浮体橋の横方向支持方法を剛にすれば、橋体の剛体運動が制限できることにより、その使用性が一般橋梁に近いものになるが、地震時や風・波浪による動揺により、横支持機構に大きな反力が発生する。反対に柔らかい横支持方法を採用すれば、横支持構造に作用する力は小さくなり、係留部材はコンパクトにできるが、橋体の横移動に対する使用性の問題や変位に対応する伸縮装置、パラペット、支承等の動かない陸上施設との連続性をいかにして保持するかが課題となる。

浮体橋の横支持方法については、その施工例が少ないことから実績だけでは限られたものとなるが、考えられるものを含めて図 4-5 に示すような形式となる。これらの方法の中から、現地の条件、橋が保有すべき機能や使用性、経済性等を考慮して選択されるものである。

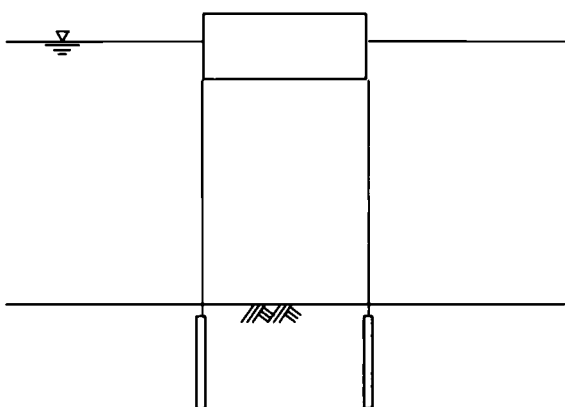
この横支持方法によって橋の動的特性が決定づけられることから、浮体橋を計画する段階において、係留方法の特性を十分検討把握して横方向支持機構を決めることが重要である。ただし、わが国のように地震が多く、また、台風のような暴風が予測される地域においては、水平方向の外力に対して横方向の拘束を小さくし、浮体橋の剛体運動を許す方がよりその長所が生かされると言える。



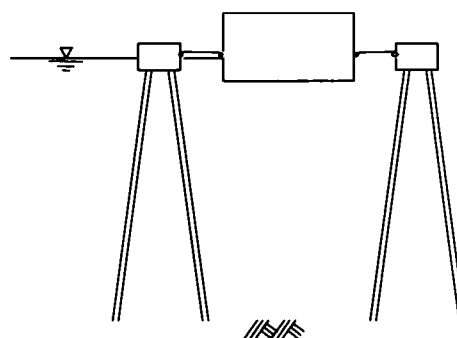
(1) ワイヤ or チェーン方式



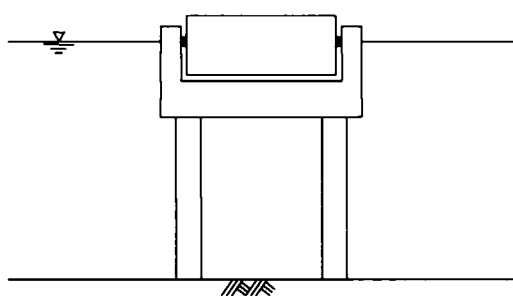
(2) ドルフィン-フェンダー方式



(3) テンションロッド方式 (セミサブを含む)



(4) ドルフィン-ロッド方式



(5) 橋台支持方式



(6) 軟着底方式

(ノルウェー 2 橋のテンションロッド方式を含む)

図 4 - 5 浮体橋の横方向支持方法

既設の浮体橋事例では、大半がケーブルもしくはチェーンを使ってシンカーに定着する方法が用いられている（アメリカの例）²⁾。これは、比較的ルーズな係留方法であり、経済性も高いと言える。ただし、浅い海域ではサグの関係からシンカー位置を橋から離す必要があり、船舶の航行を橋を含んだ広い水域で制限することになる。

夢洲・舞洲連絡橋においてもケーブル・シンカーによる係留方法を検討したが、架設地点の水深が浅いことから、試算では径 150mm のアンカーチェーンが 20 点必要となり、同時にチェーンの着脱に多くの時間がかかることや、定着アンカーが大きくなり広範囲の軟弱海底地盤を改良する必要があること等、不適當であると判断された。

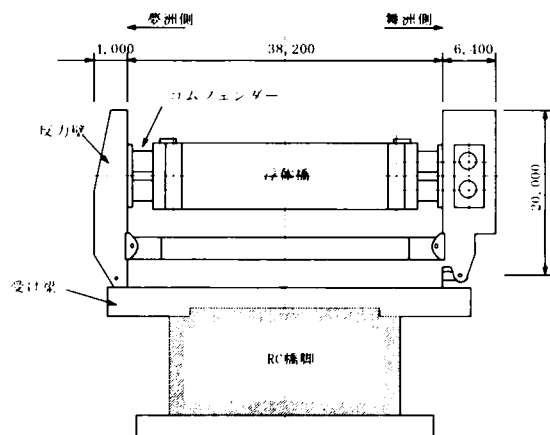
第 1 章で紹介したノルウェーの 2 例では、平面線形をアーチ形状とし、ロッドによって橋台に定着している^{3)・4)}。これは、横方向の反力を橋軸方向の軸力に変換して支持するものであり、これも経済的な方法であると言える。ノルウェーの場合、水深が非常に大きいことや水面の凍結、流氷の影響も考慮して選定されたと思われる。

海底に軟着底させるのも浮体の横方向支持として考えられる。この方式は、波浪や風の横荷重に対しては滑動させないが、地震に対しては滑動を許容するものである。ただし、海底のせん断抵抗を確保するため、軟弱地盤では広範囲の地盤改良や広い基礎が必要となる。

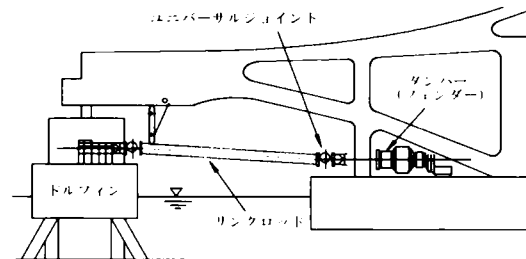
フェンダーを用いた方式は、小規模な橋では橋台のみで横支持することから経済性も高いと考えられる。しかし、大規模な浮体橋となると橋台部のみで支持すると、橋体の横方向剛性を大きくする必要がある。また、場合によっては中間にドルフィンを設けて横支持することも考えられ、建設費が高くなることが予想される。

夢洲・舞洲連絡橋では、可動橋であることから巡回時間をできる限り短縮するために、ドルフィンにより係留することとした。ドルフィン係留においても様々な方式が考えられるが、最終的には図 4-6 に示す機械式のリングダンパーとゴムフェンダーを用いた反力壁とを比較した結果、表 4-5 のような得失があり、反力壁方式を採用したものである。とくに夢洲・舞洲のような長大支間で路面が高い位置にある浮体橋では、橋体のローリングによる使用性の問題があるため、なるべく路面に近い位置で横支持するのが得策と判断したものである。

浮体橋の横方向支持方式についてはその選択の自由度が大きく、手法によって浮体橋の挙動が大きく異なる。鉛直方向の荷重は、浮力によって支持することは同じであっても、横方向支持方式による橋体の安全性、使用性、維持管理を含めた経済性を考慮して浮体橋の基本設計を行わなければならない。



a) 反力壁方式



b) リングダンパー方式

図 4 - 6 反力壁・フェンダー方式とリングダンパー方式

表 4 - 5 係留方式の比較

形式 項目	反力壁方式	リンクダンパー方式
橋 体 の 動 揺	橋体の重心レベルの高さで係留するため風、波による動揺が比較的小さい。	ボンツーンレベルで係留するため、反力壁方式に比べ、動揺が大きい。
開 閉 橋 作 業 性	反力壁の起倒により、位置決めや、係留解除が比較的容易にできる。	ロッド着脱時、位置保持装置が必要で、着脱作業に手間がかかる。
技 術 課 題	高さ20mの起倒式鋼製壁。反力壁の起倒および固定ピンの脱着装置。	リンク機構。 ロッド着脱機構。
ドルフィン / 基礎	荷重作用点が高いため大きなモーメントが作用する。	荷重作用点が低いためモーメントは小さい。

4. 4 まとめ

本章では、浮体橋の安定性の照査方法について紹介するとともに横方向支持方法の得失について述べた。この内容を以下に要約する。

- (1) 静的安定性については、運輸省基準を準用すれば、十分な結果が得られる。
- (2) ポンツーンの大きさについては、運輸省基準の動的安定性の照査によって定め、それを基本寸法として動揺の照査を行えばよい。
- (3) 浮体橋では、ポンツーンが損傷した場合でも傾斜をある範囲で留める必要があり、その判定条件の一例を示した。
- (4) 浮体橋は、その横支持方法によって挙動が大きく変化するため、その架橋条件に適合する方法を選定することが重要である。

【参考文献】

- 1) (財) 沿岸開発技術センター：浮体構造物技術マニュアル，1991.3.
- 2) M.Myint Lwin：Floating Bridges in The United States,Proceeding of International Workshop on Floating Structures in Coastal Zone,Port and Harbor Institute,pp.56-73, 1994.
- 3) G.Solland ,S.Haugland,J.H.Gustavsen：The Bergsoysund Floating Bridge,Norway, Structural Engineering International,Vol.3,pp.142-144,1993.
- 4) P.Meaas,E.Landet,V.Vindoy：Design of the Salhus Floating Bridge (Nordhordland Bridge), Proc.of 3rd Symposium on Strait Crossing , Alesund Norway, pp.729-734,1994.

第5章 係留用ゴムフェンダーの力学特性

5. 1 試験目的

浮体橋は、風、波浪、潮流等の外力が作用し、橋体が動揺するが、夢洲・舞洲連絡橋では橋体に取り付けられているゴムフェンダーによって動揺を抑え、その反力は水中橋脚に取り付けられた反力壁に伝えられる。浮体橋の横支持方式としてこのような方法による場合、このゴムフェンダーの力学特性によって浮体橋の動的特性が大きく変化する。

ところがゴムフェンダーの構成材料の天然ゴムは、樹脂を主材料としているため、鋼やコンクリートと異なり、様々な要因によりその力学特性が変化する。このようなゴムが橋梁の主要部材として用いられているのは支承材料があるが、形状、設計外力の特性（支承は地震・温度に対して係留用ゴムフェンダーは風・波浪に対して）を考えると浮体橋に係留するゴムフェンダーは、支承に使われているゴムの力学特性と大きく異なるものである。

この種の定反力型ゴムフェンダーが我が国で用いられているのは、海上大型石油備蓄基地（上五島石油備蓄、白島石油備蓄）のものであり、これらの係留においても多くの検討がなされているがその力学性状を明らかにした文献は見当らない。また、浮体橋の係留に使用するためには橋梁としての要求性能から、備蓄基地とは異なる様々な使用条件に対してゴムフェンダーの力学特性と信頼性を確認する必要がある。そこで各種の力学特性試験を行うとともにその結果から浮体橋として設計に用いる設計特性値を提案した¹⁾。

5. 2 ゴムフェンダーの力学特性概説

夢洲・舞洲連絡橋で使用した係留ゴムフェンダーは、SUC2500H で図5-1に示すような円筒形をしており、外径 2500mm、内径 1600mm、高さ 2500mm である。前面には反力をまとめて受ける樹脂板が取付けられている。ゴム材料は、ポリマーやゴム種、配合や製作工程によって異なるが、ここで用いられたのはグレード RH という比較的硬質の材料である。このゴムフェンダーの力学特性と浮体橋係留への利用との技術的問題について以下の項目別に整理した。

①ヒステリシス

このゴムフェンダーの反力-ひずみ特性は、図5-2に示されるようなヒステリシスカーブを描く。載荷にともなう弾性的にひずみが大きくなり、あるひずみ量に達すると反力を維持したまま圧縮ひずみのみが増加する。さらにひずみが 50 %付近で急激に反力が増加する。

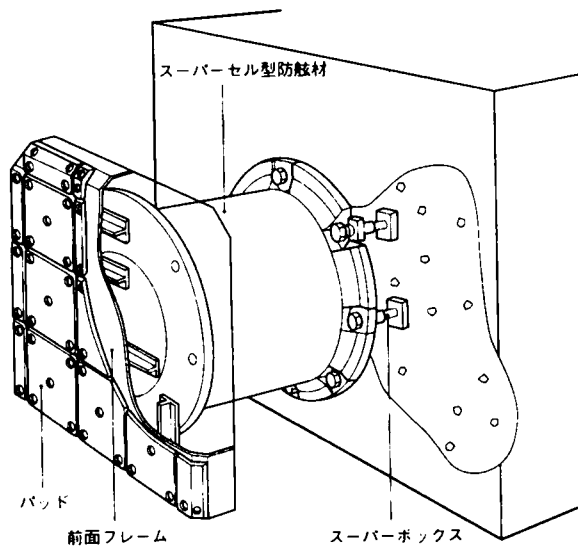


図5-1 定反力型ゴムフェンダーの構造

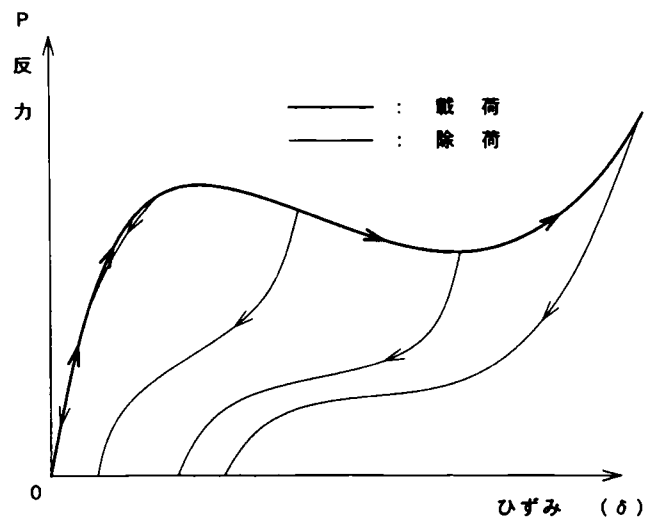


図5-2 定力型ゴムフェンダーのヒステリシス

これは、最初の載荷ではゴム体の材料特性によって弾性的な挙動をするが、あるひずみ量を超えるとフェンダーの筒壁が挫屈したような挙動をするため、反力を保ったまま変形することから見かけのひずみが急激に大きくなる。さらにひずみが大きくなり、50 %付近になると筒壁の上部と下部が接触して再びゴム体の材料特性によって反力が増加していく。

除荷においては、載荷時と同じような履歴を描くが反力は載荷時に比べて小さくヒステリシスロスが生じている。これは、ゴムが持つ特性であり、失われたエネルギーは内部発熱で消費され则认为られる。

浮体橋の設計においては、この基本的なヒステリシスを有効に利用できる範囲に浮体橋

の動揺を留めることが肝要となる。すなわち、風、波浪、地震の荷重により橋体が動揺した場合、反力のある範囲内に留めることにより、係留部材の経済的な設計が可能となる。これは、免震設計の概念と同じといえる。

②速度依存性

この種のゴムフェンダーは、通常船舶の衝突減速材として用いられているため、PIANC（国際航路会議）で圧縮性能の表示²⁾として、60～80mm/s以下の標準速度で圧縮した場合の数値と定められているが、浮体橋の係留では、風・波浪によって発生するひずみ速度はこれより圧縮速度が大きいと考えられる。また、地震時においてはこれよりもはるかに大きいひずみ速度となることは自明である。

ゴムのような高分子構造体（ポリマー）では運動方程式のなかで速度に依存するダッシュポットの項の影響が大きく、圧縮速度が大きくなると反力が大きくなると想定できる。そこでゴムフェンダーの力学特性として荷重の種類に応じた数値を試験結果から策定し、設計に採用する必要がある。

③温度依存性

ゴムは、温度が上昇するにつれて柔らかくなることが知られている。ゴムフェンダーの反力－ひずみ関係では、同じひずみに対して高温時は常温（20℃）に比べて反力が低く、低温時は反力が高くなる。そこで、安全側の評価として部材応力を算定する場合は固い方の定数を、変位を算定する場合には柔らかい方の定数を用いることとしている。その定数の幅については試験結果から妥当性を検証する必要がある。

④動的応力緩和特性

ゴムフェンダーに一定のひずみを与えて圧縮を繰り返すと次第に反力が低下することが知られている。これは、圧縮ひずみが大きくなり、フェンダーの円筒壁が挫屈変形することや繰り返し载荷のためにヒステリシスロスによる内部発熱による温度依存性の複合効果と考えられる。浮体橋の係留を想定した場合、波浪による動揺が問題となる条件では、定常風により片側の反力壁に押しつけられ、ゴムフェンダーに一定のひずみが導入された状態での繰り返しとなることから、試験により大きな反力低下が起こらないかを検証する必要がある。

⑤回復特性

ゴムフェンダーは、繰り返し载荷により反力低下するが、材料がゴムのポリマーであることから、内部発熱に起因する反力低下については回復すると想定される。浮体橋の係留では、台風が連続して襲来することも十分考えられ、所定の力学特性が時間経過による温度の低下とともに回復することを試験によって確認する必要がある。

⑥疲労特性

ゴムフェンダーに繰り返し载荷を続けると、ゴムポリマー分子の切断が徐々に進行し、ある限界値で急激に反力が低下することが考えられる。台風による浮体橋の動揺を想定すると、第2章での台風シミュレーションの結果から大型台風で約4時間の波浪継続があり、

波周期を6秒と仮定すると2400回の繰り返し载荷となる。この台風や季節風などを考慮して設計寿命50年に対する疲労の評価をする必要がある。

⑦静的クリープ特性

運輸省の技術基準³⁾では、ゴムフェンダーを防舷材として使用する場合は規定がされており、作用する定常外力または平均荷重が10%ひずみを上回らないこととしている。これは、定荷重下でのひずみの安定性を規定したものであり、浮体橋に使用する場合においても、同じようにひずみが一定荷重のもとで安定する限界を確認する必要がある。一定荷重下でのひずみの増加現象を次に説明する動的クリープに対して静的クリープと呼ぶ。

⑧動的クリープ特性

静的クリープが発生する定常荷重下で波浪の繰り返し荷重を受けた場合、図5-3の模式図に示すようにヒステリシスループの原点が移動し、ひずみが順次大きくなっていく。これを動的クリープと呼ぶ。これは、内部発熱やゴムポリマー分子の切断により、変動外力が一定幅で変化するがひずみが大きくなる現象である。浮体橋の風・波浪による動揺を想定すると④の繰り返し反力特性とこの動的クリープ特性を示しながらゴムフェンダーが変形すると考えられ、試験により、反力が急激に増大する領域に入らないかを確認する必要がある。

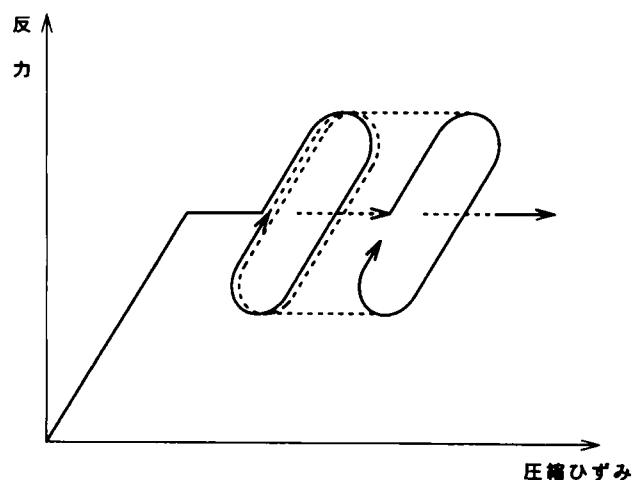


図5-3 動的クリープ模式図

⑨傾斜圧縮特性

浮体橋の動揺は6自由度の変位をすることから、それを係留支持するゴムフェンダーは、1方向の圧縮だけでなく、傾斜やせん断を受けながら圧縮される場合も予想される。このような2軸方向の変形や傾斜により、フェンダーの力学特性が変化することが考えられる。浮体橋の剛体変位に対応する圧縮との組み合わせた変形の影響を把握する必要がある。

5. 3 試験内容と結果および考察

実際にモデルである夢洲・舞洲連絡橋に使用されるゴムフェンダーは、2.5m × 2.5m のサイズであるが、我が国にある試験機的能力や供試体の製作費を考慮して、試験にあたっては 100 ～ 1,000mm の縮尺供試体を用いることとした。

各試験で使用した供試体のサイズおよび圧縮試験機を表 5 - 1 に整理した。また、試験機のうち 20tf 圧縮試験機の概要を図 5 - 4 に、試験状況を写真 5 - 1 に示す。

表 5 - 1 使用試験機と試験項目および供試体

使用試験機	試験項目	供試体
20tf加振機	静的クリープ 動的クリープ 動的応力緩和	SUC400H
100tf加振機	静的クリープ 動的クリープ 動的応力緩和	SUC1000H
3軸試験機	静的クリープ 動的クリープ 動的応力緩和 速度依存性 繰返し圧縮特性 傾斜圧縮特性	SUC100H
100tf圧縮機	速度依存性	SUC400H
恒温槽付圧縮機	温度依存性	SUC100H
100tf疲労試験機	繰返し圧縮特性	SUC630H

各試験の概要と結果および結果に対する考察を以下に述べる。

①ヒステリシス

SUC100 および SUC400 を使用した標準圧縮試験で得られたヒステリシスを図 5-5 に示す。これは、定反力型ゴムフェンダーの基本的力学特性を示すものである。ここでは初期圧縮時に 25 % ひずみに対する反力を 1.0 として反力を比で示している。この図から圧縮ひずみが 0 ~ 12.5 % 程度までは、ほぼ弾性的な挙動を示すが、その後、反力-圧縮ひずみ曲線の傾きが小さくなり、ひずみ量が 22.5 % 付近で 0 となる。それ以降ひずみ量 50 % 付近までは、反力が若干低下する傾向はあるが、ほぼ同じレベルの反力を保ったままひずみのみが増加する。ひずみ量が 50 % を超えた付近からはひずみ量の増加に伴い反力が再び増加していく。

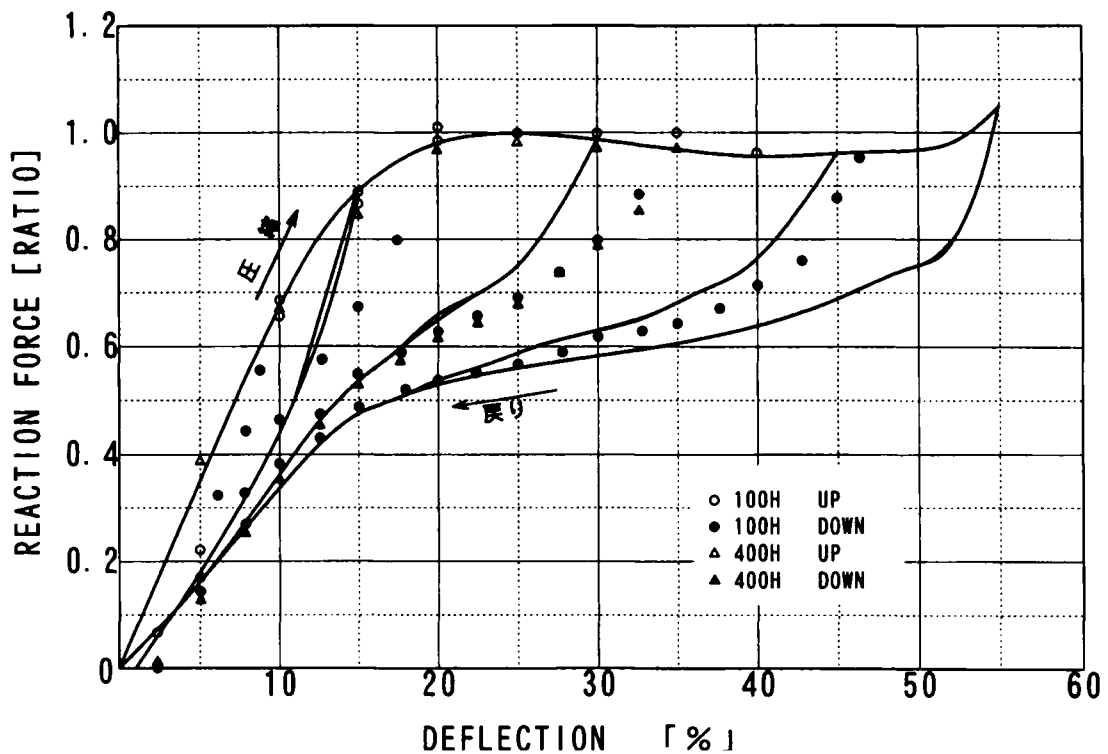


図 5-5 圧縮試験結果 (SUC100H, 400H)

また、除荷のサイクルになると、50 % を超えた反力増加率とほぼ同じ傾きで反力が減少するが、反力の減少は、増加サイクルに比べると約 60 % の反力レベルまで低下し、その後、反力が若干低下するが、ひずみ量 20 % までは、ほぼ一定反力となっている。その後、ひずみ量 0 に向けて弾性的に反力が減少するが、残留ひずみが残る。全体的には大きなヒステリシスカーブを描いている。

これは、圧縮過程において、ひずみが小さい段階ではゴムの材料特性から弾性挙動を示すが、ひずみが大きくなってくるとゴムフェンダーの形状から円筒壁が大きく外側に膨み

出し、提灯挫屈的な挙動をすることで反力が保たれたままひずみが増加する。ひずみが 50 %を超えると、形状的にそれ以上膨み出せなくなるとゴムフェンダーの両端部材と円筒壁部材が接触し、部材剛性による弾性挙動となる。また、除荷に際しては、大きなひずみによりゴムポリマーの組織的変状が残存することから、反力が載荷過程の大きさまで戻らない。ひずみ量が 50 %以下となると形状が当初状態に戻っていくが反力は、低下したままである。形状がもとに戻った後は、弾性挙動をするがポリマーの変状により、若干の残留変形が残る。このヒステリシスで失われたエネルギーは、主に熱エネルギーとして放出されると考えられる。

②速度依存性

図 5－6 および図 5－7 は、それぞれ SUC400H と SUC100H についてひずみ速度をパラメータに変位－復元力特性を示したものである。また、図 5－8 には各ヒステリシスの圧縮ひずみ 25 %の最大反力をひずみ速度 0.01 /秒の比として整理したものである。

これらの結果から以下のことが言える。

- 1) ゴムフェンダーの圧縮特性において載荷速度に対する変化が大きい。この変化は、載荷速度が大きくなると、初期の剛性が大きくなるとともに発生最大反力も大きくなる。ただし、除荷においてはその差は少ない。
- 2) SUC400H の方が SUC100H より、やや速度依存性が高いといえるが、工学的にはほぼ差がないとして扱える。

浮体橋の台風による最大変位発生時を想定すると、波周期は設計条件より 7.7 秒として有義振幅が約 ± 0.162m であり（第 6 章参照）、ひずみ速度は約 0.033/秒となる。地震に対しては、ポートアイランド記録の地震波の卓越周期が約 2 秒、フェンダーの最大変位が 0.47 ～ 0.57m であり、ひずみ速度は、0.376 ～ 0.456/秒となる。これらの荷重ケースのひずみ速度による反力の増加率を反力係数として求める。基準となる静的載荷のひずみ速度として、0.00053/秒の反力を 1.0 とした場合、風・波浪による動揺時が 1.07、地震時が 1.24 となる。

③温度依存性

図 5－9 は、SUC100H の圧縮反力についての温度依存性試験の結果を示したものである。これは、ゴムフェンダーを恒温槽の中に半日放置し、温度を一定にして圧縮試験を行ったもので、供試体は SYU100H 2 体を使用した。結果の図示については 20℃の状態での 25 %ひずみ時の反力値を 1.0 とし、他の温度における 25 %ひずみ時の反力比を反力係数として整理したものである。また、図 5－10 には各温度による変位復元力特性を示す。

温度による力学特性の変化は、一般的に考えられているように温度が低くなるにつれて剛性が大きく（硬く）なる。それとともに最大反力も大きくなる傾向がある。最大反力を示す 25 %ひずみにおいては、現場付近の温度を 0℃～45℃と想定すると、反力係数は 0.95 ～ 1.03 程度となる。また、風・波浪が問題となる台風襲来の季節から 15℃～40℃と想定すると 0.97 ～ 1.01 である。しかし、温度が -20℃まで低下すると急激に硬化すること

が分かるが、建設地点ではこのような極寒の状況は考えられず、設計としては温度と暴風時の関係を想定する変動範囲を考慮すればよいと判断できる。

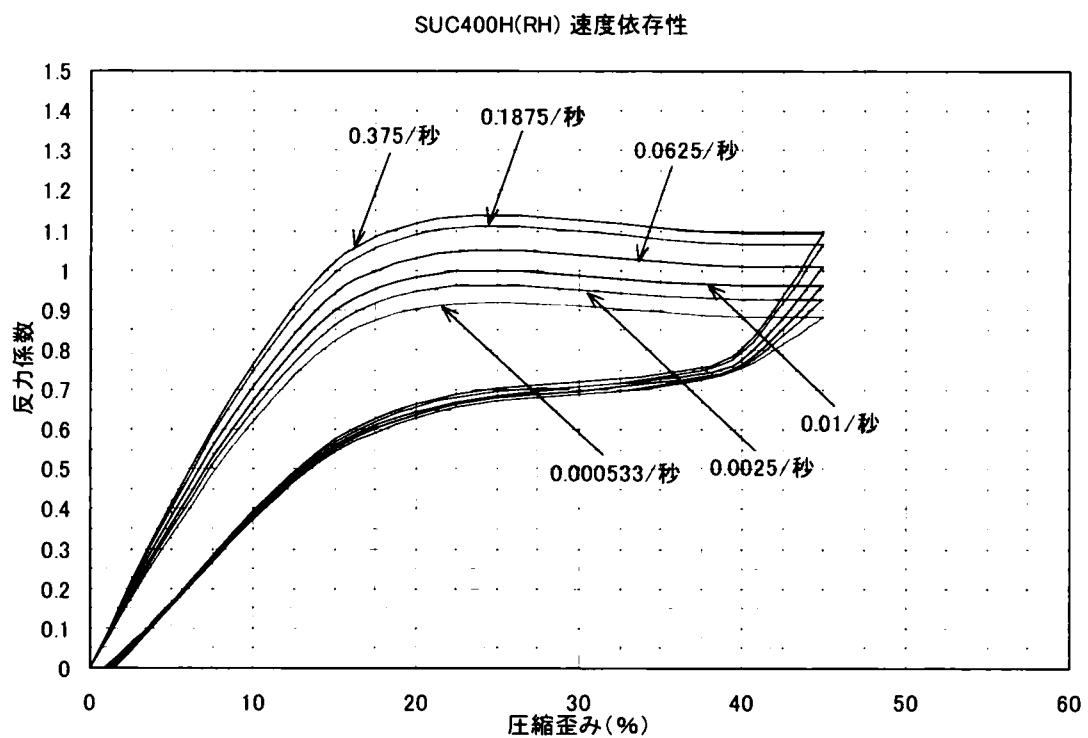


図 5-6 SUC400Hのひずみ速度変化とヒステリシス

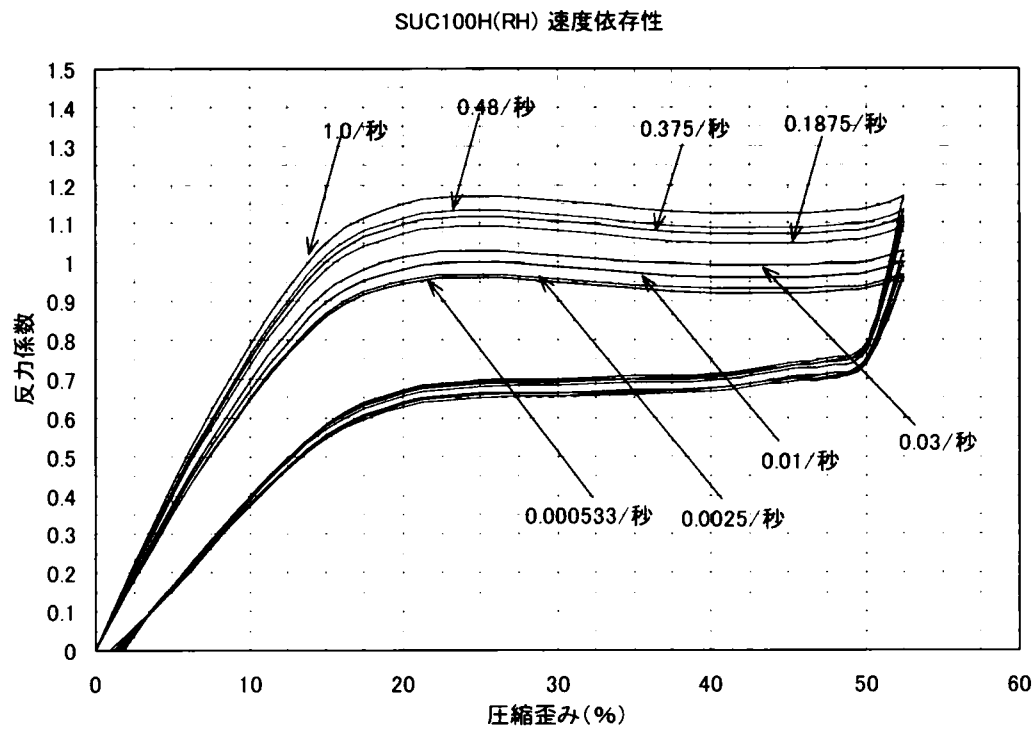


図5-7 SUC100Hのひずみ速度変化とヒステリシス

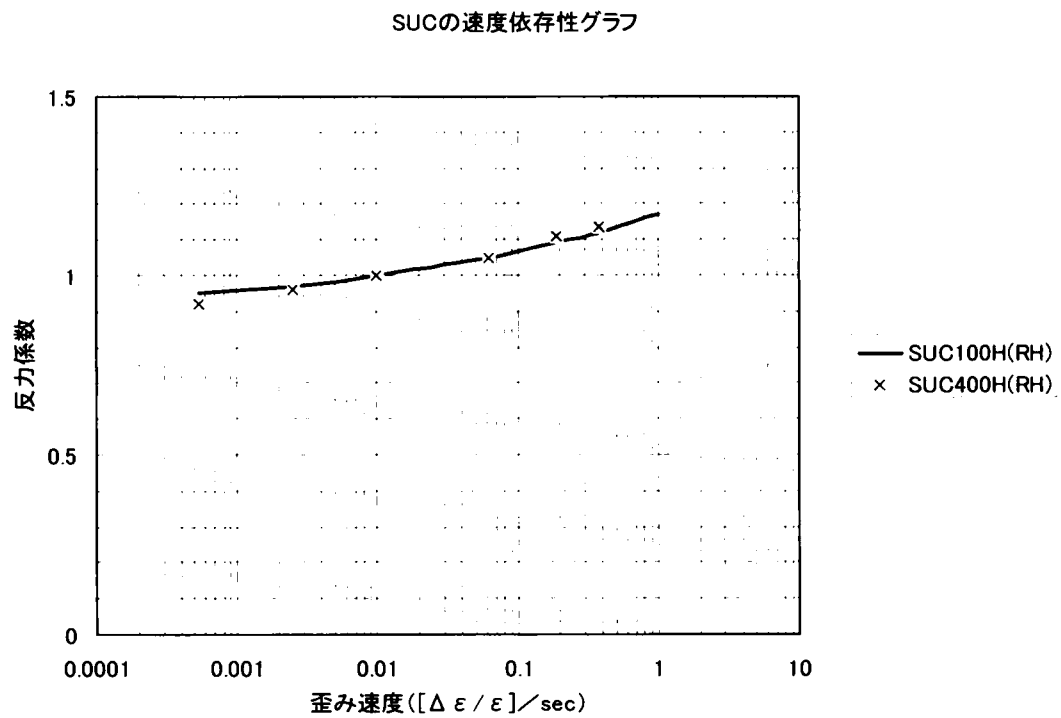


図5-8 ひずみ速度と反力係数

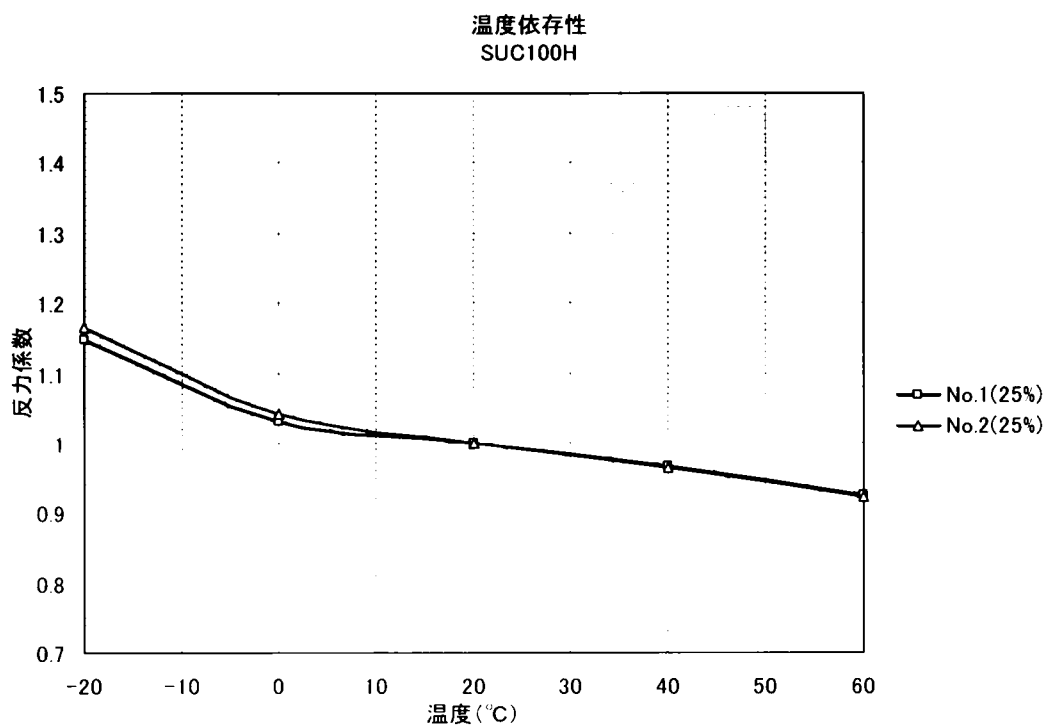


図 5-9 温度による反力係数の変化

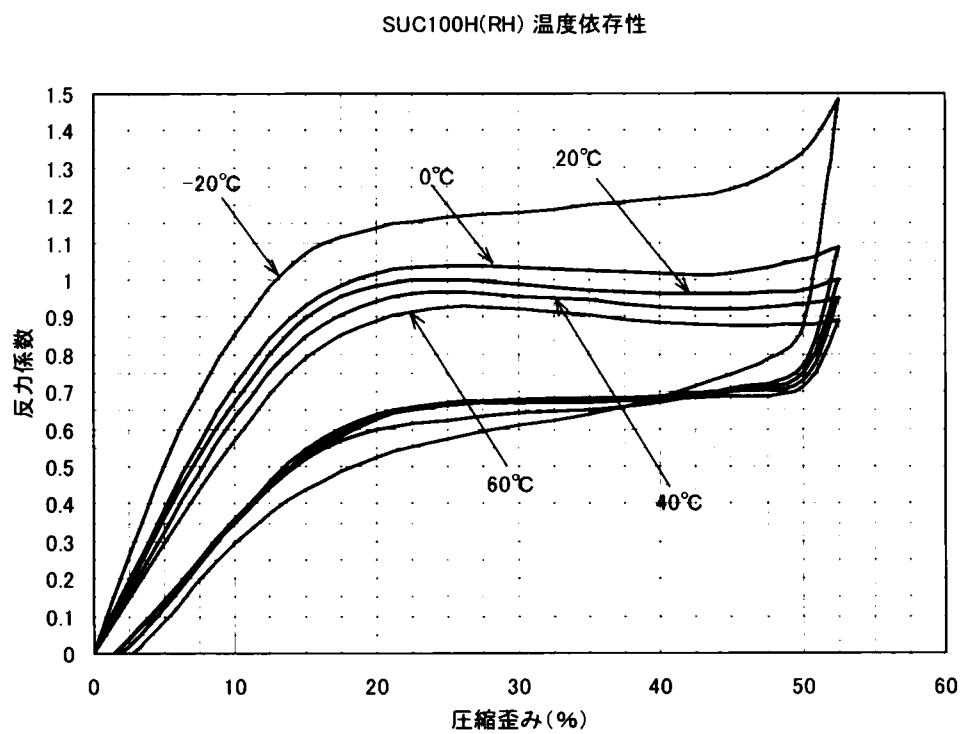


図 5-10 温度による復元力特性の変化

④動的応力緩和特性

この試験は、加振機を変位制御モードにして、まず初期圧縮ひずみとして 8 %、10 %、12 %を与え、その状態で 1 時間保持する。その後、変位制御モードで一定の変位振動を与え、荷重低下の進行を計測するものである。試験条件を表 5 - 2 に整理した。

測定結果の一例として図 5 - 11 に SUC1000H、初期ひずみ 10 %、変動ひずみ $\pm 8 \%$ 、周期 33 秒の変位復元力特性を示す。ここでは定常状態での特性を試験することから、変動ひずみが最大反力に至るまでの範囲であり楕円のヒステリシスを描いている。

この試験結果を整理するにあたって図 5 - 12 に示すような整理を行った。図において初期の载荷により発生したひずみが 1 時間のひずみ量維持によって反力変化したヒステリシス中心までを静的応力緩和とする。その位置から変位振動により反力-ひずみ関係はループを描くが、図 5 - 12 で示す第 1 ループの 4 つの点で評価し、最終のループの同じ点の反力低下を動的応力緩和としてプロットした。

結果一例として図 5 - 13 に初期ひずみ 10 %、変動ひずみ $\pm 8 \%$ 、周期 33 秒の 4 点の変動結果を示す。また、表 5 - 3 に試験結果を整理した。これらの結果から SUC400H の応力緩和が若干大きいものの、すべて同じ傾向を示しており、動的応力緩和に関しては、大きめに見積もっても約 10 %程度の変動幅を設計で考慮すればよいと考えられる。

表 5 - 2 動的応力緩和特性試験ケース

防舷材サイズ	初期歪	変動歪	周期	歪速度 (1/s)
SUC1000H	8%	$\pm 5\%$	20秒	0.010
			33秒	0.006
	10%	$\pm 5\%$	20秒	0.010
		$\pm 8\%$	33秒	0.010
	12%	$\pm 10\%$	50秒	0.010
SUC400H	8%	$\pm 5\%$	5秒	0.040
			20秒	0.010
	10%	$\pm 5\%$	5秒	0.040
		$\pm 8\%$	20秒	0.010
			5秒	0.064
	12%	$\pm 10\%$	33秒	0.010
			40秒	0.010
SUC100H	8%	$\pm 5\%$	5秒	0.040
			20秒	0.010
			33秒	0.006
	10%	$\pm 5\%$	4秒	0.050
			20秒	0.010
		$\pm 8\%$	4秒	0.050
			5秒	0.064
			33秒	0.010
	12%	$\pm 10\%$	4秒	0.100
			10秒	0.040
			40秒	0.010
			50秒	0.008

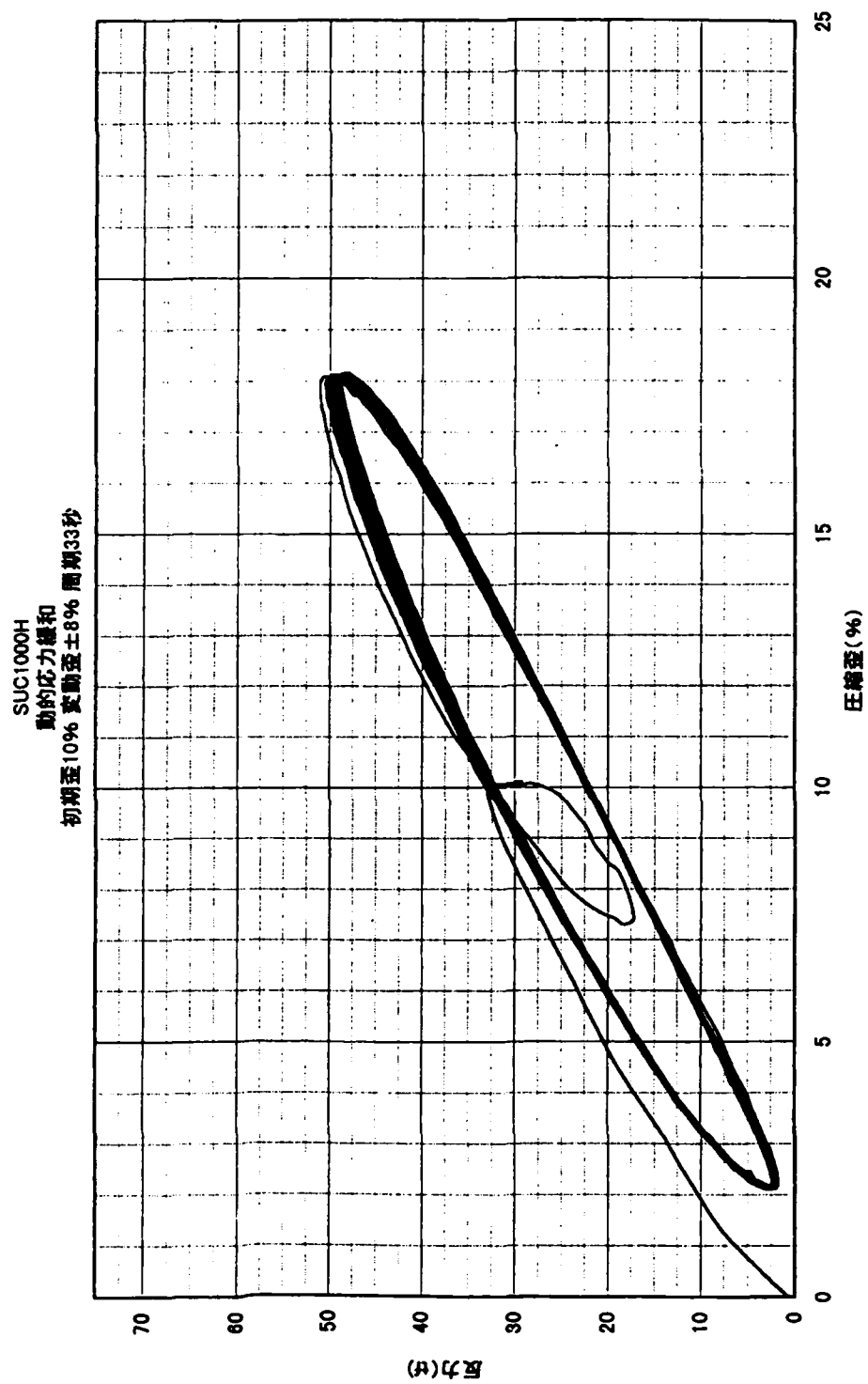


図 5-11 動的応力緩和試験の一例

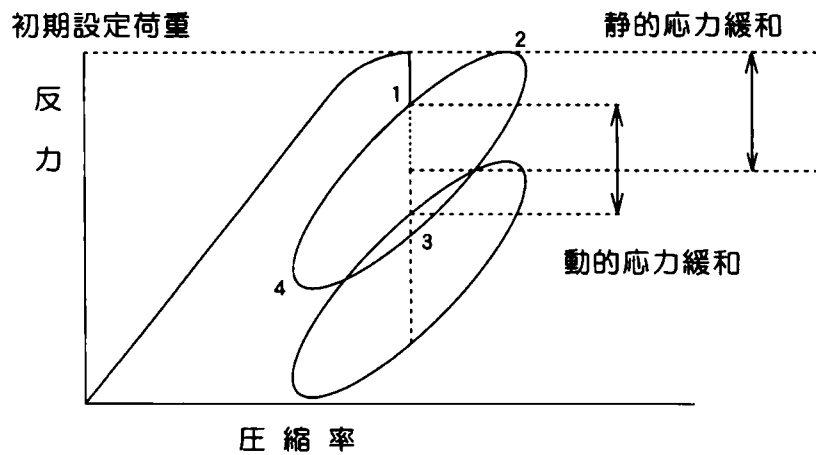


図5-12 動的応力緩和試験における指標となる反力

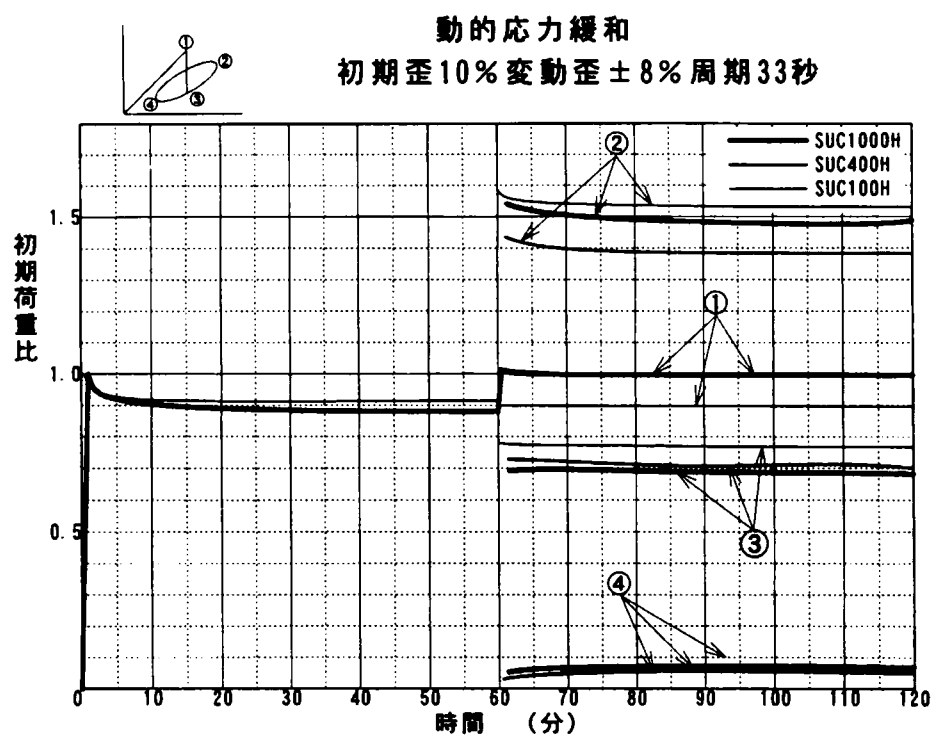


図5-13 動的応力緩和試験結果

表 5－3 動的応力緩和試験結果

防舷材材種	初期歪	変動歪	周期	振幅(tonf)							
				1		2		3		4	
				開始時	終了時	開始時	終了時	開始時	終了時	開始時	終了時
SUC1000H	8%	±5%	20秒	27.613	25.489	40.503	39.625	17.579	18.750	4.834	4.908
			33秒	27.979	27.906	42.041	41.016	19.922	19.849	6.006	6.226
	10%	±5%	20秒	32.959	31.714	45.044	43.725	22.339	22.265	9.887	9.741
		±8%	33秒	33.179	32.593	50.391	48.780	22.852	22.193	1.978	2.344
	12%	±10%	50秒	36.981	35.815	53.540	51.343	26.001	26.221	1.611	2.051
SUC400H	8%	±5%	5秒	4.629	4.472	6.709	6.563	3.062	3.311	0.557	0.791
			20秒	4.438	4.233	6.504	6.343	2.842	2.886	0.439	0.454
	10%	±5%	5秒	5.171	5.247	7.163	7.046	3.999	3.911	1.597	1.699
			20秒	5.347	5.449	7.354	7.134	4.116	3.838	1.612	1.670
		±8%	5秒	5.523	5.274	8.116	7.691	3.692	3.970	0.030	0.381
			33秒	5.595	5.405	7.866	7.617	3.984	3.867	0.205	0.322
	12%	±10%	40秒	6.138	6.050	8.628	8.159	4.526	4.468	0.117	0.293
SUC100H	8%	±5%	5秒	0.883	0.853	1.536	1.492	0.742	0.757	0.148	0.178
			20秒	0.874	0.896	1.481	1.452	0.758	0.773	0.173	0.202
			32秒	0.832	0.846	1.413	1.378	0.721	0.721	0.161	0.175
	10%	±5%	4秒	0.926	0.900	1.443	1.365	0.823	0.842	0.280	0.325
			20秒	0.913	0.926	1.432	1.393	0.809	0.816	0.284	0.297
		±8%	4秒	0.893	0.906	1.674	1.595	0.748	0.761	-0.007	0.026
			5秒	0.913	0.907	1.637	1.567	0.792	0.798	0.023	0.061
			33秒	0.920	0.892	1.563	1.523	0.775	0.768	0.039	0.046
	12%	±10%	4秒	0.902	0.924	1.596	1.490	0.769	0.786	0.014	0.059
			10秒	0.902	0.875	1.550	1.473	0.819	0.831	0.022	0.067
			40秒	0.888	0.916	1.501	1.462	0.760	0.760	0.030	0.046
			50秒	0.915	0.943	1.519	1.474	0.792	0.792	0.066	0.083

⑤回復特性

20 %圧縮，1500 回の繰り返し圧縮载荷した SUC630H の供試体を再度 2000 回ずつの圧縮を時間間隔をおいて繰り返した。試験は 100tf 疲労圧縮試験機を用い，圧縮ひずみ 20 %，周期 5 秒で行った（一回あたり 2000 回×5 秒÷3600 ≒ 2.8 時間）。繰り返しの履歴を表 5－4 に整理した。結果の整理にあたっては，それぞれ 2000 回圧縮の 1,5,10,100,500,1000,1500,2000 回の反力を圧縮開始時の反力を 1.0 とする反力比の変化をプロットした。

表 5－4 繰り返し圧縮の履歴

No.	圧縮開始時の経過時間	圧縮回数	延べ圧縮回数
1	0	2000	3500
2	168時間(7日後)	3	3503
3	192時間(8日後)	2000	5503
4	288時間(12日後)	2000	7503
5	295時間(12日後+7時間)	2000	9503

図 5－14 に各ステップごとの反力変化を示す。また，図 5－15 には時間軸に各ステップの繰り返し回数をパラメータとして反力比を整理した。これらから，载荷後は動的応力緩和効果が現れ，反力が低下するが，その他では圧縮反力が初期のものほとんど変化がなく，数日間の間隔で反力特性がほぼ回復すると考えられる。さらに 20 %圧縮ひずみは，設計条件から考えるとその発生頻度が極めて小さく，回復特性については設計でとくに考慮する必要がないと判断できる。

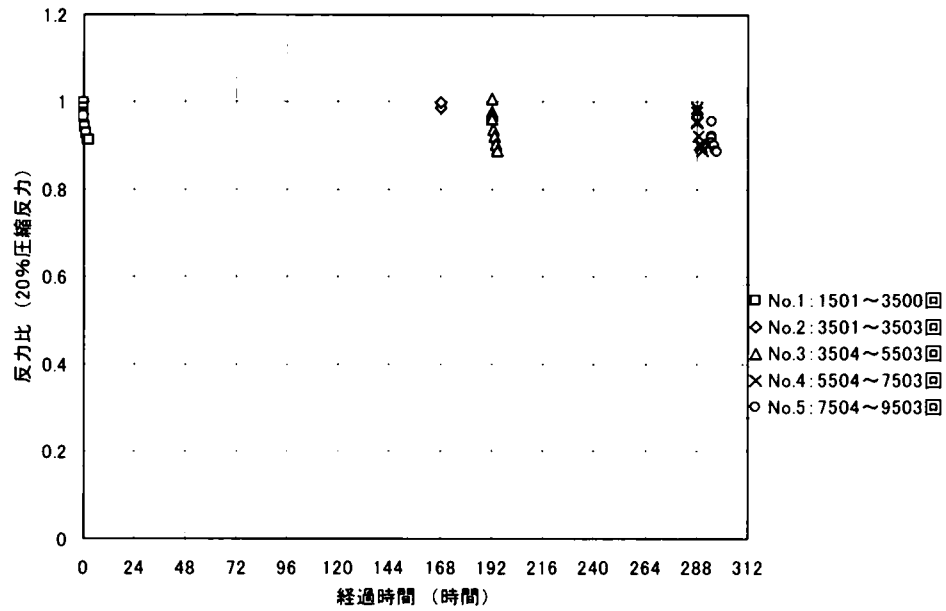


図5-14 反力回復特性試験結果

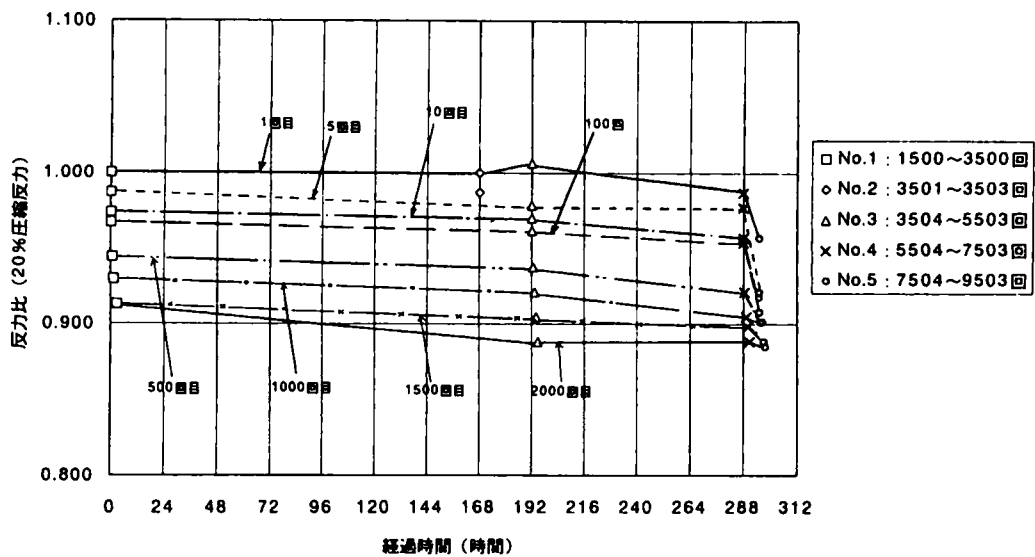


図5-15 反力回復特性試験におけるくり返し数毎の特性

⑥疲労特性

図5-16にSUC100Hおよび630Hの7つの供試体について、圧縮回数と1回目の反力に対する反力比によって、載荷回数による反力低下の関係を示す。ここで試験しているひずみ量は、設計条件から考えるとかなり大きいものであるが、動的応力緩和を示した後、50%ひずみでは10万回、20%ひずみでは150万回付近で急激に反力が減少することが判明した。そこで、夢洲・舞洲連絡橋のゴムフェンダーの疲労検討を行った。設計耐用年数50年に対するフェンダー反力の出現頻度は、図5-17のように推定される。この推定については第9章の疲労入力に詳しく説明している。このフェンダー反力に対する圧縮ひずみの頻度分布は、図5-18のようになる。一方、フェンダー供試体を10、20、30、40、50%ひずみの繰り返し圧縮試験を行い、圧縮回数 N_i と疲労限界をプロットしたのが図5-19である。ここで疲労限界として、フェンダー表面の割れが発生した回数、あるいは図5-16にあるように暫減している反力が急激に（5%以上）低下した回数とした。この関係をS-N曲線の近似として表すと次式となる。

$$\text{Log}(N_i) = -3.449 \times \text{Log}(D_i) + 10.624 \quad (\text{式5-1})$$

ここで

N_i : 破壊までの圧縮繰り返し回数

D_i : 圧縮ひずみ (%)

図5-19に圧縮ひずみの出現頻度を×印であわせてプロットすると、20%ひずみで疲労限界の1/100程度である。また、このS-N曲線が鋼材のそれと相似であることからゴムフェンダーについてもマイナー則が適用できると仮定して累積疲労損傷度の計算を行った。ただし、ここでは累積損傷度の大きさを把握することが目的であり、ゴムの長期的な耐久性については評価していない。マイナー則による疲労損傷度は次式で評価する。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (\text{式5-2})$$

ここで

D : 累積疲労損傷度 $D > 1$ 疲労破壊が発生する

$D < 1$ 疲労破壊が発生しない

n_i : i 番目の範囲の圧縮ひずみ発生頻度

N_i : i 番目の範囲の圧縮ひずみによる破壊にいたるまでの圧縮回数

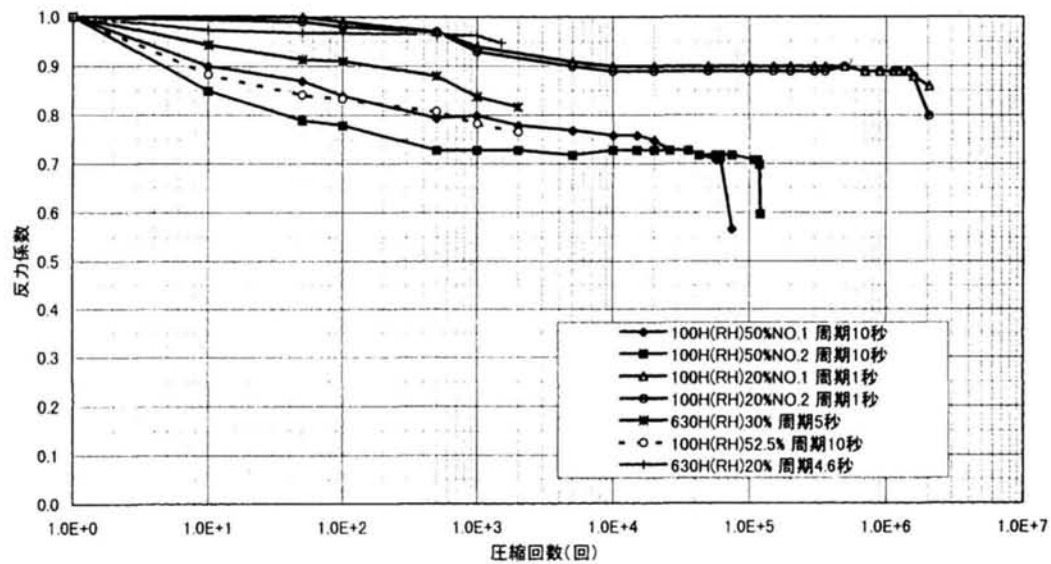


図 5-16 圧縮回数と反力の低下

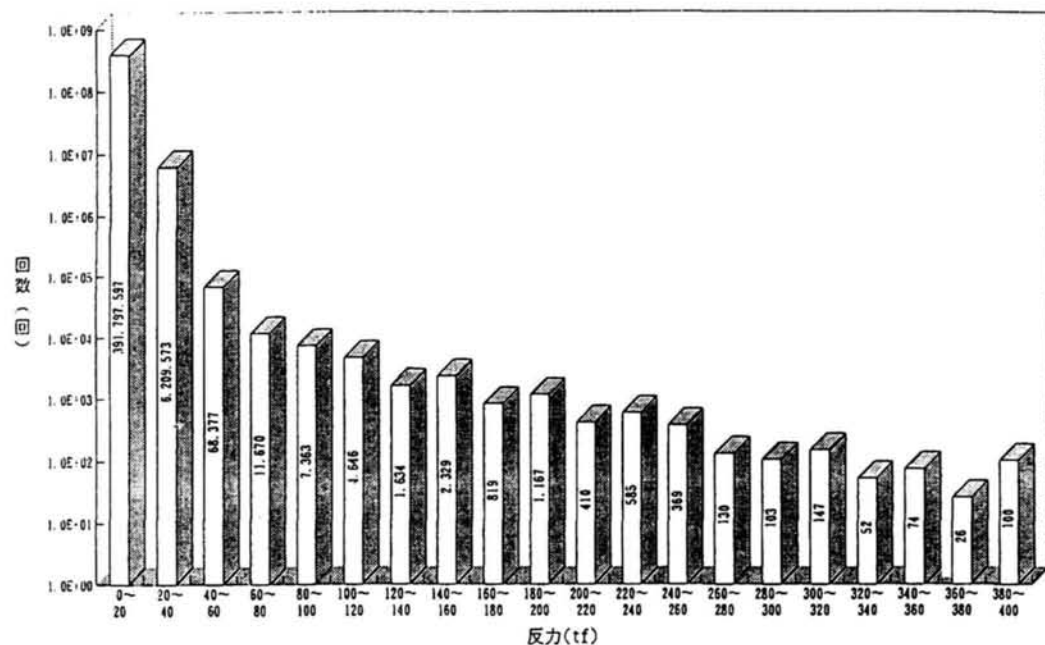


図 5-17 50年間のゴムフェンダー反力の頻度分布

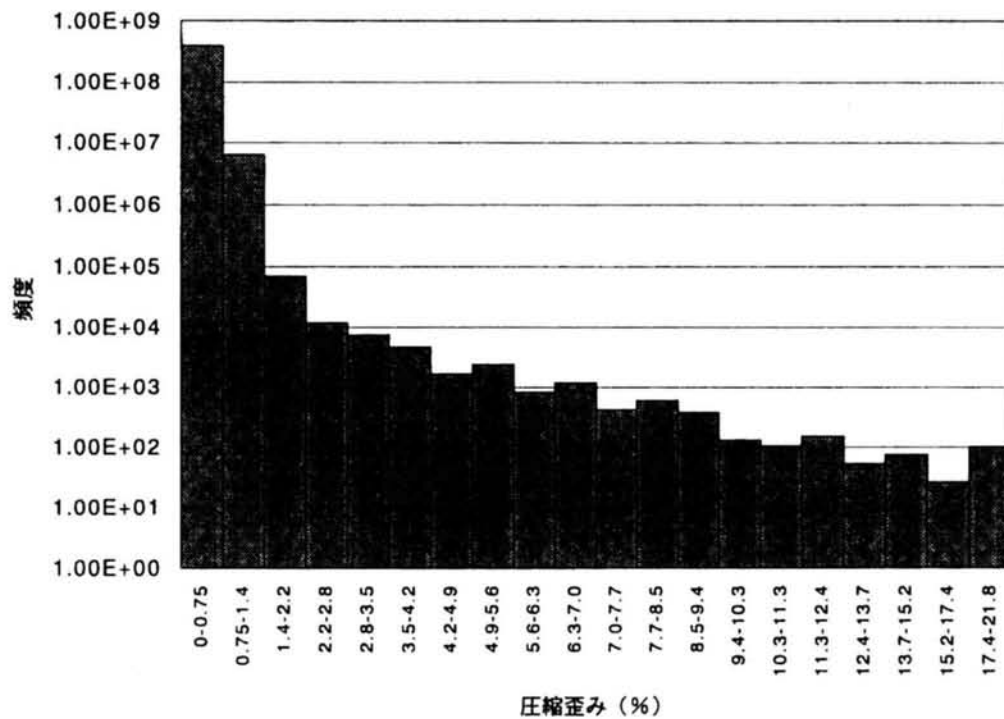


図 5-18 50年間のゴムフェンダーのひずみ頻度分布

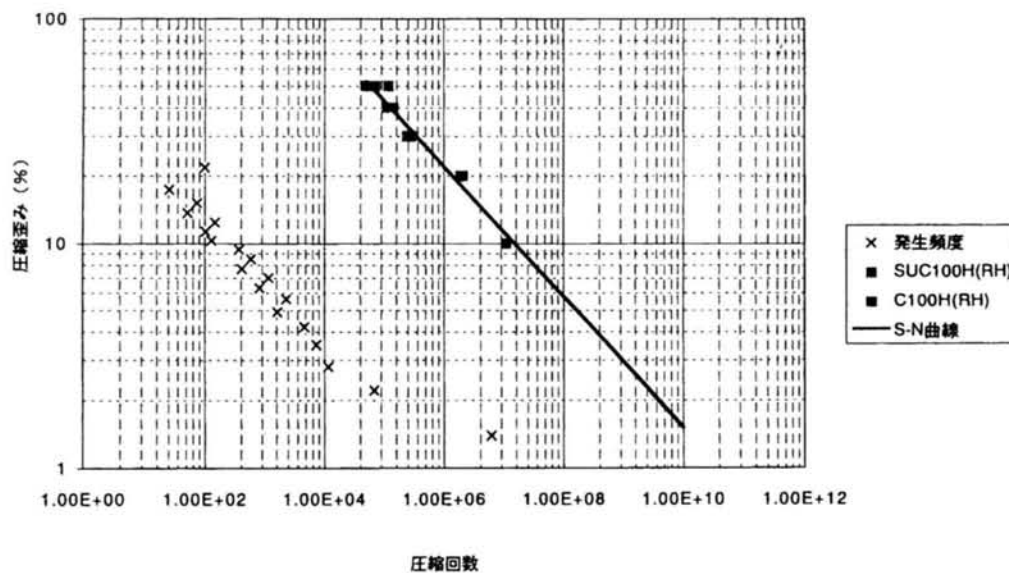


図 5-19 ゴムフェンダーに対する S-N 曲線と発生頻度

評価結果を表 5－5 に整理した。これによると累積疲労損傷度 D は、耐用年数 50 年として 4.29×10^{-3} であり、ゴムフェンダーに関して疲労は問題がないといえる。

表 5－5 累積疲労の算定結果

歪み(%)	頻度	LOG Ni	Ni	ni/Ni
21.8	1.00E+02	6.01	1.02E+06	9.84E-05
17.4	2.60E+01	6.34	2.21E+06	1.18E-05
15.2	7.40E+01	6.55	3.53E+06	2.10E-05
13.7	5.20E+01	6.70	5.05E+06	1.03E-05
12.4	1.47E+02	6.85	7.12E+06	2.07E-05
11.3	1.03E+02	6.99	9.80E+06	1.05E-05
10.3	1.30E+02	7.13	1.35E+07	9.63E-06
9.4	3.69E+02	7.27	1.85E+07	1.99E-05
8.5	5.85E+02	7.42	2.62E+07	2.23E-05
7.7	4.10E+02	7.57	3.68E+07	1.11E-05
7.0	1.17E+03	7.71	5.11E+07	2.28E-05
6.3	8.19E+02	7.87	7.36E+07	1.11E-05
5.6	2.33E+03	8.04	1.10E+08	2.11E-05
4.9	1.63E+03	8.24	1.75E+08	9.33E-06
4.2	4.65E+03	8.47	2.98E+08	1.56E-05
3.5	7.36E+03	8.75	5.59E+08	1.32E-05
2.8	1.17E+04	9.08	1.21E+09	9.67E-06
2.2	6.84E+04	9.44	2.77E+09	2.47E-05
1.4	6.21E+06	10.12	1.32E+10	4.71E-04
0.75	3.92E+08	11.05	1.13E+11	3.45E-03
			Σni/Ni	4.29E-03

⑦静的クリープ特性

静的クリープ試験は、加振機を荷重制御モードにして、初期ひずみ 8 %、10 %、12 % を与え、その初期ひずみに対する荷重を保持したまま、10 時間持続して荷重を与え、圧縮ひずみの増加量を測定した。

結果の一例として図 5－20 に初期ひずみ 10 % の供試体に対する時間経過によるひずみの増加状況を示す。また、表 5－6 に各試験の 10 時間後の最終ひずみを整理した。これらから静的なクリープは、10 時間の持続荷重下では安定した特性を示し、急激にひずみが増加するような傾向はない。設計条件の設定において実施した台風シミュレーション結果から、最も大きな台風でも定常風としては 4 時間程度の継続時間であり、静的クリープが問題となるようなことはないと判断される。

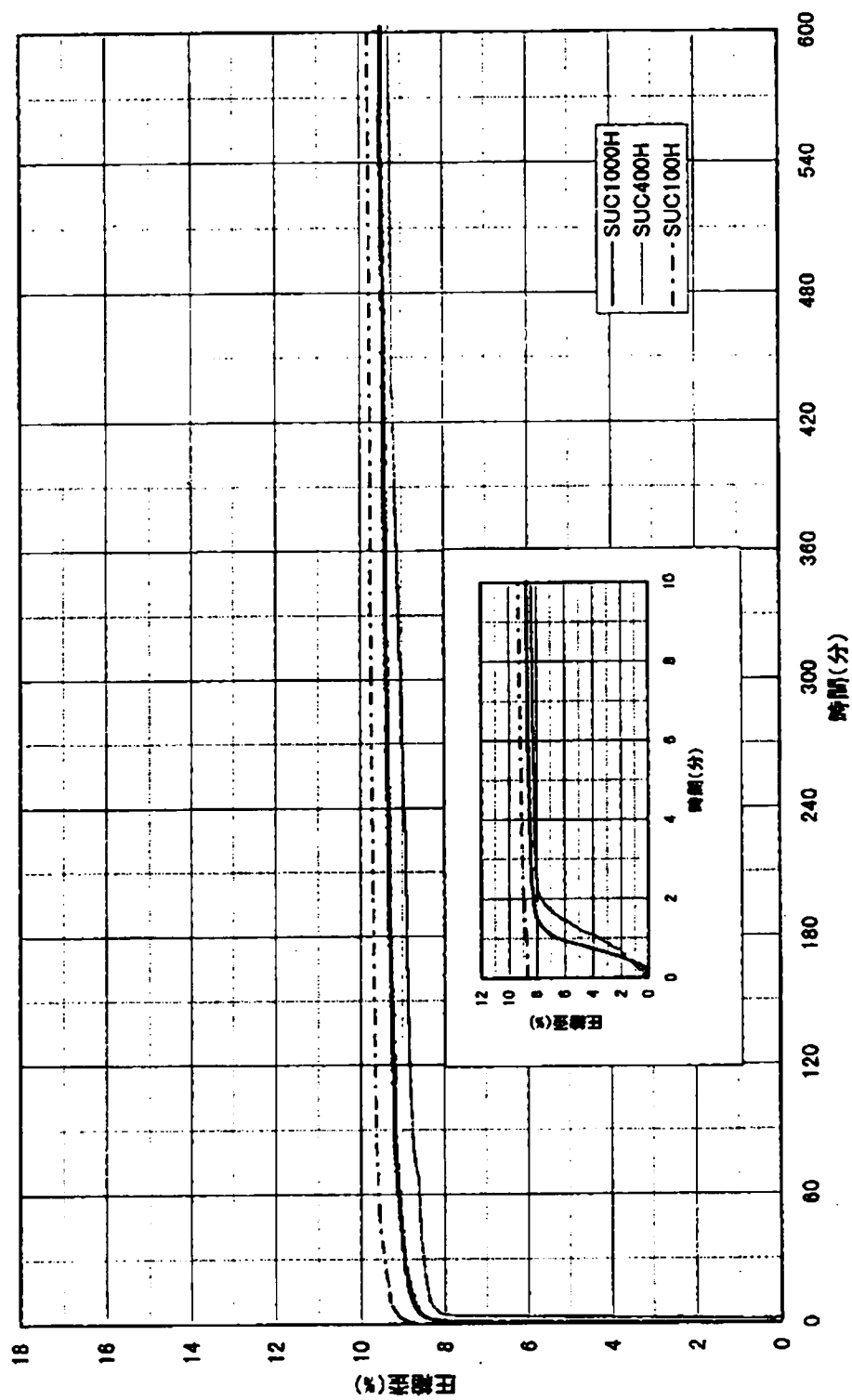


図 5-20 初期ひずみ 10%に対する静的クリープ特性

表 5－6 静的クリープによる10時間後のひずみ

初期圧縮歪	SUC1000H	SUC400H	SUC100H
8%	9.5%	9.3%	9.8%
10%	12.3%	11.6%	11.9%
12%	14.3%	---	15.1%

⑧動的クリープ特性

動的クリープ試験は、加振機を荷重制御モードにして、初期ひずみ 8 %，10 %，12 % を与え、その状態（静的クリープ状態）で 1 時間保持し、その後一定振幅の荷重振動を 1 時間与えて、圧縮ひずみの増加量を測定した。試験条件としては、次の第 6 章で説明する動揺シミュレーションの結果を参考に荷重変動幅を設定した。試験条件は、表 5－7 のとおりである。この中での荷重振幅は初期ひずみに対する振幅割合で示している。また、SUC 1000H および 400H で振幅の上限値と下限値にばらつきがあるが、これは試験機の性能の関係で荷重が追従できなかったことによるものである。

試験結果の一例として図 5－21 に SUC400H，初期ひずみ 10 %，変動荷重 + 29 %～－28 %，周期 10 秒のひずみ－反力比の関係を示す。これから分かるようにヒステリシスのループが徐々に右（ひずみ増加方向）へ移動している。この試験結果を整理するにあたって図 5－22 に示すように、変動荷重の開始点を 1，最大変位値を 2，戻りカーブの開始点と同荷重の点を 3，最小変位値を 4 として図示する。

静的クリープとの比較では点 1 の変位進行を評価する。図 5－21 の試験結果を静的クリープ試験結果とあわせて図 5－23 に示す。初期ひずみを与える荷重制御により、ひずみ量の差異はあるが、静的クリープについては各試験でほぼ同じといえる。繰り返し載荷になると約 10 分間はヒステリシスループが安定するまで 2～3 % のひずみ増加が見られるが、その後は静的クリープ試験結果とほぼ同じ程度の緩やかな増加となっている。しかし、初期ひずみが大きく、かつ変動荷重が大きい荷重条件では最大ひずみが徐々に大きくなる動的クリープ状態が現れる。その例として図 5－24 に初期ひずみ 12 %，変動荷重 ± 50 % のひずみ変動を示した。これから最大ひずみを示す点 2 にみが繰り返し回数と共に大きくなっている。

表 5－8 に点 1 のひずみ量について、静的クリープ試験 2 時間に相当する量と動的クリープ試験終了時（静的 1 時間＋動的 1 時間）を比較した。これによると荷重変動の開始点 1 については、初期ひずみ、荷重変動幅、周期、フェンダーの大きさによって動的と静的では差異がないといえる。しかしながら、初期ひずみが大きくかつ荷重変動幅が大きい場合には、最大ひずみが動的クリープによって大きくなる傾向があることから、ゴムフェンダーの設計にあたっては、定常ひずみと変動ひずみを設計としてどの範囲に設定するかが課題となる。

表 5-7 動的クリープ試験条件

防舷材サハ	初期歪	初期歪の荷重(100%とする)に 対しての荷重振幅の割合		周期
		振幅の上限	振幅の下限	
SUC1000H	8%	60%	-61%	20秒
	10%	27%	-26%	33秒
		49%	-52%	20秒
		63%	-70%	33秒
	12%	26%	-26%	33秒
		33%	-37%	20秒
		31%	-49%	50秒
SUC400H	8%	31%	-28%	10秒
	10%	26%	-27%	5秒
		29%	-28%	10秒
SUC100H	8%	$\pm 30\%$		5秒
				10秒
		$\pm 50\%$		5秒
				10秒
	10%	$\pm 30\%$		5秒
				10秒
		$\pm 50\%$		5秒
				10秒
	12%	$\pm 30\%$		5秒
				10秒
		$\pm 50\%$		5秒
				10秒

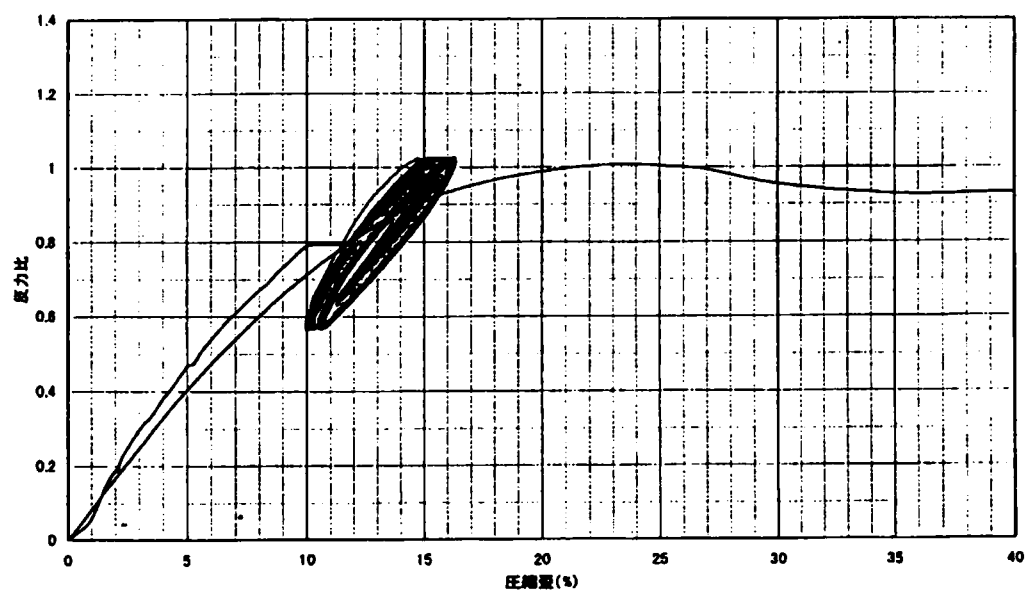


図 5-21 動的クリープ試験結果 (SUC400H, 初期ひずみ 10%, 変動 $\pm 30\%$)

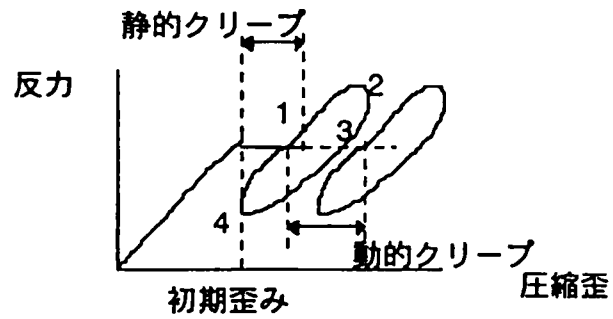


図 5-22 動的クリープ試験における指標

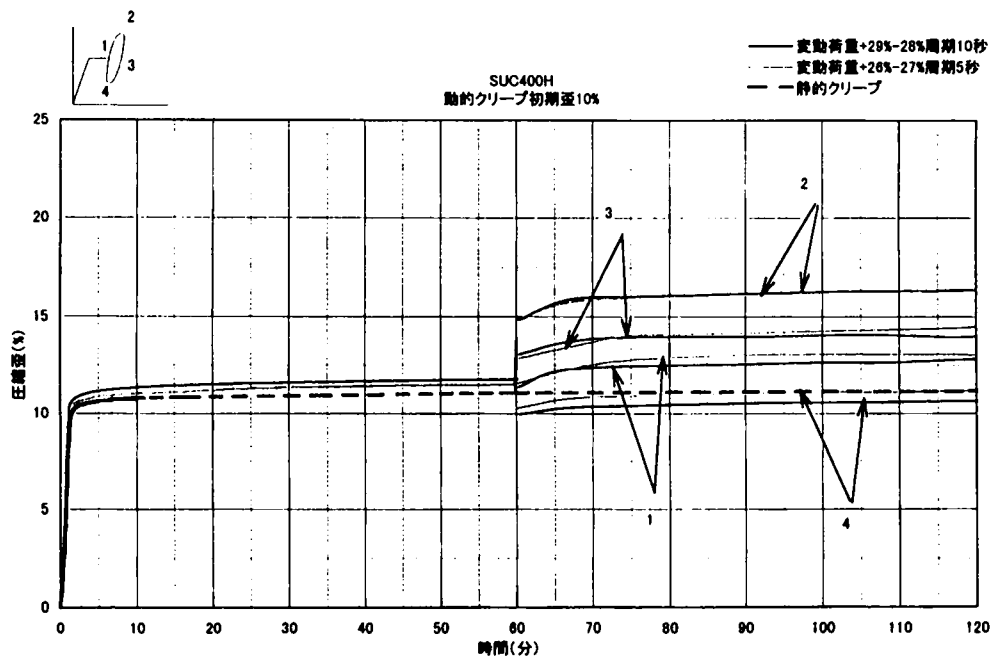


図 5-23 動的クリープ試験結果（各指標ひずみの変化）

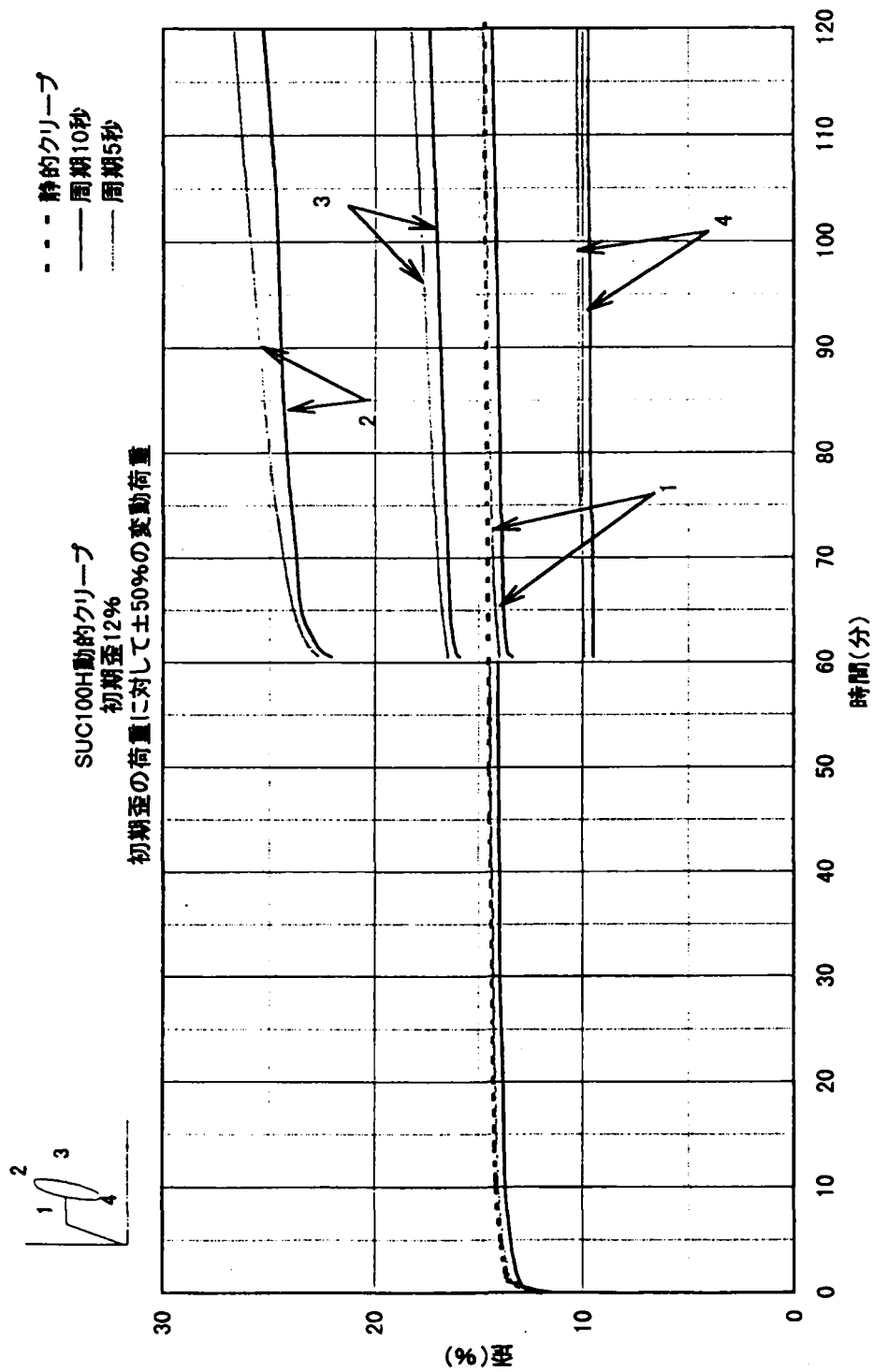


図5-24 動的クリープが顕著な結果（初期ひずみ12%，変動±50%）

表 5－8 動的クリープと静的クリープ(120分後)のひずみ比較

防舷材サイズ	初期歪	初期歪の荷重に対しての 荷重振幅の割合		周期	動的クリープ 1 終了後	静的クリープ 120分後
		上限	下限			
SUC1000H	8%	60%	-61%	20秒	8.63%	9.18%
	10%	27%	-26%	33秒	12.11%	11.84%
		49%	-52%	20秒	11.17%	
		63%	-70%	33秒	11.09%	
	12%	26%	-26%	33秒	14.22%	13.91%
		33%	-37%	20秒	14.10%	
		31%	-49%	50秒	14.80%	
SUC400H	8%	31%	-28%	10秒	9.84%	8.81%
	10%	26%	-27%	5秒	13.01%	11.16%
		29%	-28%	10秒	12.82%	
SUC100H	8%	±30%		5秒	9.75%	9.65%
				10秒	9.25%	
		±50%		5秒	8.70%	
				10秒	9.20%	
	10%	±30%		5秒	11.40%	11.67%
				10秒	12.10%	
		±50%		5秒	11.63%	
				10秒	12.05%	
	12%	±30%		5秒	14.25%	14.65%
				10秒	14.90%	
		±50%		5秒	14.80%	
				10秒	14.35%	

⑨傾斜圧縮特性

次章で示す動揺シミュレーションにより、夢洲・舞洲連絡橋の剛体運動としてゴムフェンダーの傾斜に係るローリング、ヨーイングおよびピッチング量は、有義値でそれぞれ 2.5° 、 0.04° 、 0.04° と試算されている。これより、ゴムフェンダーに係るのはローリングであることが分かる。傾斜圧縮特性に関しては、有義値を超えた場合も想定して図5－25に示す傾斜角 θ を 1° 毎に $0 \sim 6^{\circ}$ まで変化させて圧縮特性試験を行った。その結果を図5－26に示す。傾斜角が大きくなるにつれて反力係数の低下と大ひずみにおける反力立ち上がりが大きくなる傾向が見られる。ただ、試験した角度範囲ではその差は3%程度である。

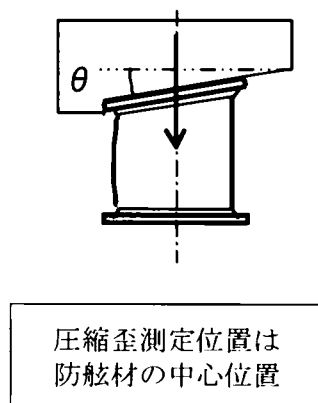


図 5 - 25 傾斜圧縮試験概略

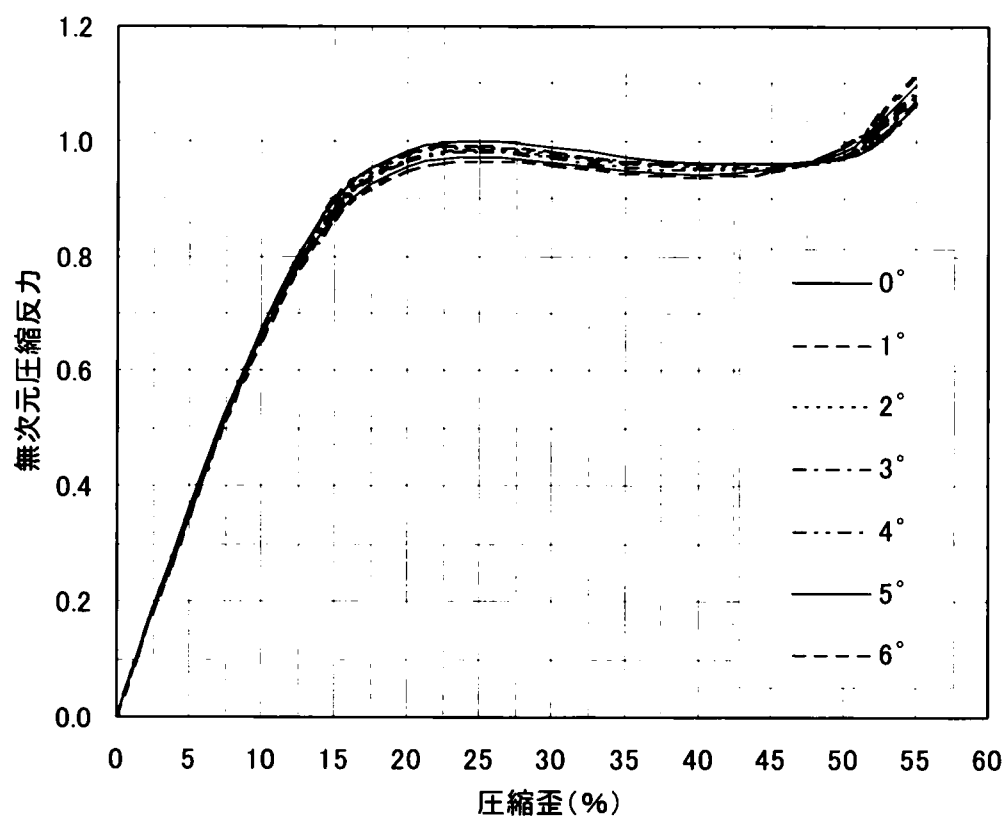


図 5 - 26 傾斜圧縮試験結果

つぎに図5－27に示す圧縮とせん断を同時に受ける状態の試験として圧縮方向を変化させた場合と実際の挙動に近い状況として支圧板を設置し、その摩擦係数に応じた横力を同時に載荷する試験を行った。ゴムフェンダーのこのような変形は、サージングとヒービングおよびスウェイとヒービングにより発生する。試験条件については動揺シミュレーション結果を参考として圧縮方向の変化については荷重方向傾斜角 6° について試験を行った。また、摩擦対応としては実際の支圧板の設計摩擦係数0.05より大きい0.1および0.2を想定して圧縮荷重と同時に横荷重を載荷した。荷重傾斜の結果を図5－28に示す。これによると圧縮ひずみ15%までは純圧縮とほぼ同じ傾向を示すが、15%を超えると 6° 傾斜荷重による反力が低下する。その差の最大は、ひずみが45%付近で3%程度である。また圧縮特性そのものには大きな変化がないと言える。

図5－29には支圧板の摩擦力の変化を想定した試験結果を示す。これによると横方向力が大きくなるにつれて反力が低下する。その傾向はひずみが5%を超える付近から現れ、定反力領域になると急激に差が顕著となる。その差の最大は、ひずみ量25%付近で、摩擦係数0.1相当で10%、0.2相当で20%の低下が見られる。ひずみ量が30%を超えるとその差は小さくなっていき、50%ひずみでは摩擦係数0.2相当でも差が約10%となっている。ただ、圧縮特性には大きな変化がない。

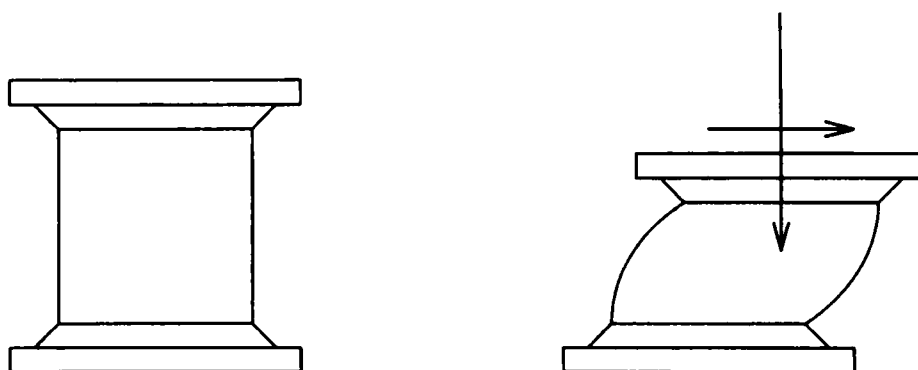


図5－27 2軸変形状態概念図

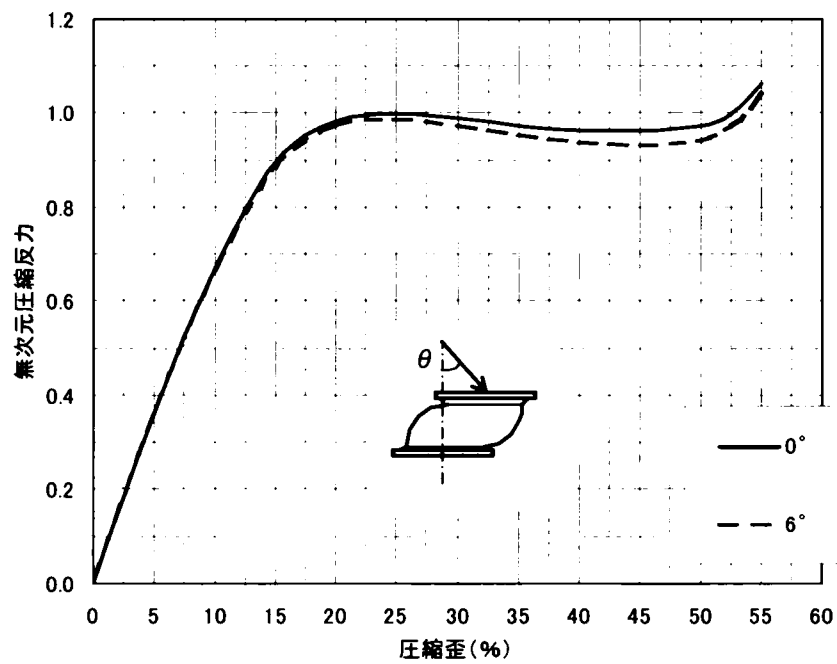


図 5-28 傾斜荷重による圧縮特性の差

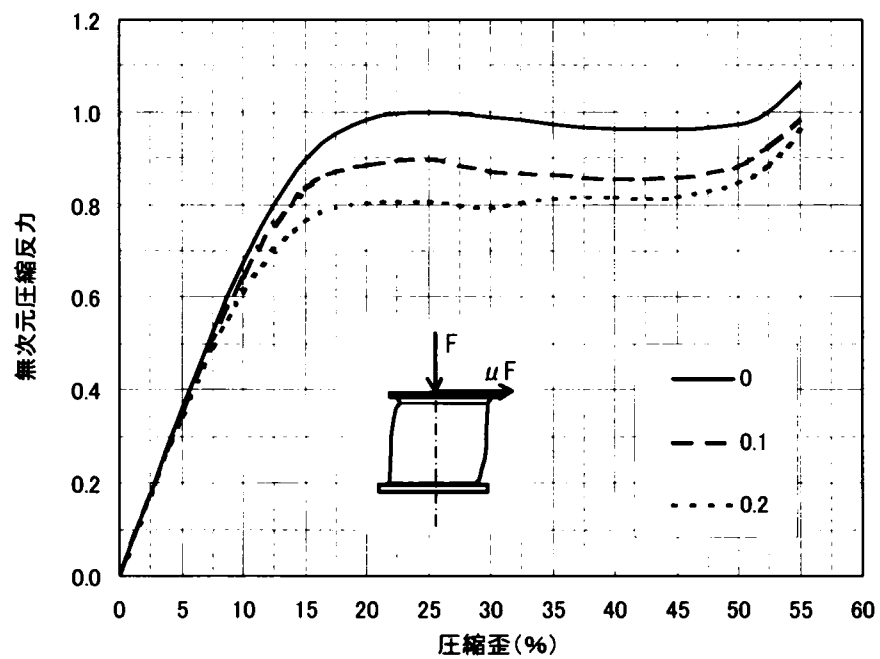


図 5-29 支圧板摩擦係数の変化と圧縮特性

5. 4 まとめ

本章では、浮体橋の係留に使用するゴムフェンダーの力学特性に関する試験を行い、浮体橋の横支持部材として使用する場合の問題点の整理および設計値の設定を行った。

これらの内容を以下に要約する。

- (1) ゴムはその物性から様々な要因でその力学特性がばらつく
- (2) 疲労試験から、本研究が対象としたゴムフェンダーは、設計条件である 50 年の再現期間から算出される圧縮ひずみ頻度に対して十分な耐久性を有する。
- (3) ゴムフェンダーは、繰り返し圧縮载荷により反力が若干低下するが、数日の期間により反力特性が回復する。
- (4) 静的クリープに対しては、設計への適用として定常荷重分を 10 %圧縮程度に定めることにより、大きなひずみ増加を避けられる。
- (5) 動的クリープに対しては、初期ひずみが 10 %以下であれば変動荷重载荷後もひずみの増加は 2 %以下である。また、25 %圧縮時の最大反力近くまで荷重振幅を加えなければ安全に使用できることが確認された。
- (6) 各試験を通じ、フェンダーサイズによる結果の差異はなく、寸法による相似則が成り立っている。
- (7) 傾斜圧縮については、圧縮特性そのものには変化がないが、傾斜や同時载荷となるせん断力が大きくなると反力が低下する傾向がある。

橋梁の主材料としてゴムを使用する場合、荷重条件や温度などの要因によりゴムの力学特性が変動することが判明した。ただし、設計に際してその変動幅の安全側ばかりを足し合わせることは、ゴムフェンダーの安全性、耐久性を過小評価することになり、不経済な設計となることから試験結果を工学的判断により、力学特性をある幅で規定することが必要である。表 5－9 に本研究で実施した試験結果と反力特性の変動幅を整理した。これより設計においては 15 ～ 20 %の変動を考慮することとした。即ち国際基準で定められた試験により基準となる弾性定数 k に対して、変位算出においては $0.85\ k$ 、応力算出においては $1.15\ k$ を用いることとした。ただし、耐震設計においては速度依存性の試験結果と地震応答スペクトルの形状を考慮して $1.30\ k$ として算定することとした。

表 5－9 ゴムフェンダーの特性まとめ

変動要因	基本的な考え方	変動幅
製造上の誤差	全数圧縮試験を実施し、適切な組み合わせを選ぶことが可能であるので、右記の通りとする。	0.95～1.05
経年変化	肉厚大型防舷材の場合、ほとんど影響はないと思われるが、実機サンプルが少ないため右記とする。	1.0 ～1.05
温度特性	台風襲来時の温度を15℃～40℃と想定し、25%圧縮時のデータより右記とする。	0.95～1.0
動的特性	動揺シミュレーションにおける歪速度の範囲と試験結果より	1.0 ～1.05
繰返し特性	20%以下の圧縮量の繰返しが主であるので、右記とする。	0.9～1.0
傾斜圧縮特性	せん断方向に軸圧縮方向10%歪みが作用した場合	0.95～1.0
クリープ特性	定常外力による歪みは10%以内とする。	—
総合評価		0.8～1.15

【参考文献】

- 1) 上田茂，白石悟，丸山忠明，上 蘭晃，高崎守，山瀬晴義：浮体橋に使用する係留用ゴムフェンダーの特性，日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集，pp.359-364，1998. 7.
- 2) PIANC 日本国内委員会：係船岸の防衝システムの設計，pp.122-124,1980.3.
- 3) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.472-479,1989.6.

第6章 動揺シミュレーションと大型水槽実験

6. 1 浮体橋の動揺

浮体橋が一般橋梁と異なるところは、大きく2つのことがらであると言える。ひとつは浮力を活用することであり、あとひとつは橋体の剛体変位を許すことである。浮力の活用については安定問題として運輸省基準¹⁾もあり、第4章で示した古典的な手法によって照査できる。また、橋体の剛体変位については風と波浪による動揺と地震時の挙動が問題となる。地震時の剛体変位は、一般の橋梁においても免震設計の研究で多くの成果から解析手法が確立され、設計基準も整備されていると言える。

一方、風・波浪による動揺についてわが国では、渡邊^{2), 3)}や上田^{4), 5)}によって先駆的な研究が行われているが、わが国における浮体橋の実績が極めて少ないことから、解析手法や設計法が確立されておらず、この動揺を解析するツールの作成が浮体橋設計における最も重要な技術課題である。言い換えれば浮体橋設計のキーポイントは、横方向の支持方法の選定とその動揺量の算定であると言える。具体的には横方向支持方法に応じた正確な動揺量を把握し、その動揺変位や支持反力あるいは動揺による浮体橋に発生する応力に対して安全性および使用性を満足することを証明することである。

浮体構造の動揺に関しては前記の運輸省基準に規定がされているものの、動揺シミュレーションによって照査することおよびそのシミュレーション手法を実験により検証することを規定しているだけで具体的な設計法については規定されていない。

本研究においては、浮体橋の設計に対応できるシミュレーション手法の開発とその検証のための大型水槽実験および第5章のゴムフェンダーの圧縮試験と動揺シミュレーションをリアルタイムに連動させたハイブリッドシミュレーションを実施し、浮体橋の動揺特性を明らかにするとともにシミュレーションの妥当性を検証した。

大型水槽実験については、表6-1に示すような3種類(実験Ⅰ～Ⅲ)の実験を実施した。

表6-1 動揺実験概要

	模 型	縮 尺	水槽寸法 (長さ)(幅)(深さ)	実 験 場 所
実験Ⅰ	地形模型、測体模型	1/80	50m×40m×*	茨城県土浦市
実験Ⅱ	弾性模型	1/40	190m×30m×*	長崎県長崎市
実験Ⅲ	剛体模型、軸受け模型	1/80	100m×5m×*	東京都昭島市
実験Ⅳ	フェンダー模型	1/12.5	—	神奈川県 横浜市戸塚

注) * : 深さについては、現地水深に合わせた模型とした。

また、実験Ⅱでは深度を変化させた実験も実施した。

6. 2 動揺シミュレーション

浮体橋の波浪による動揺解析は、構造物と水面波の連成挙動を示す運動方程式を解くことになる⁶⁾。本研究においては、この課題に対して2種類のプログラムを開発した。ひとつは、浮体橋を剛体として取扱ったもの、あとひとつは、浮体橋を弾性体として取り扱ったものである。それぞれのプログラムは、以下に示す設計目的に応じて使い分けることとした。

①浮体橋を剛体とした解析

- ・係留用ゴムフェンダーの選定およびその変形把握
- ・緩衝桁のねじれ
- ・反力壁の高さの設定
- ・支承、伸縮装置の移動量
- ・反力壁の設計反力

②浮体橋を弾性体とした解析

- ・波浪による橋体に発生する応力
- ・地震時の応答（ゴムフェンダーと反力壁の遊間を考慮して）

以下に解析内容を概説する。

6.2.1 浮体橋を剛体とした解析法⁷⁾

解析の基本となる運動方程式は、次式で表される。

$$\sum [(M_{ij} + \mu_{ij}) \ddot{x}_j + \lambda_{ij} \dot{x}_j + C_{ij} \dot{x}_j | \dot{x}_j | + B_{ij} x_j] = F_i(t) \quad (\text{式6-1})$$

$$F_i(t) = D_i(t) + F_{wi}(t) + F_{Di} + F_{Ai}(t) + F_{Ci}(t) \quad (\text{式6-2})$$

ここで、 $i, j = 1 \sim 6$ で

- x_j : 浮体橋の変位
- M_{ij} : 浮体橋の質量および慣性モーメント
- μ_{ij} : 浮体橋の付加質量および付加慣性モーメント
- λ_{ij} : 造波減衰係数
- C_{ij} : 非線形（粘性）減衰係数
- B_{ij} : 静的復元力
- $D_i(t)$: 係留力
- $F_{wi}(t)$: 波強制力
- $F_{Di}(t)$: 波漂流力

$F_{Ai}(t)$: 風圧力

$F_{Ci}(t)$: 潮流力

この解析法では、つぎのような条件で数値解析を行う。

(a) 外力は、時間とともに変化する不規則変動量とする。

(b) 運動は、すべて微小変位であるとする。

(c) 風抗力係数は、一定値とする。

(d) 計算は、ルンゲ・クッタ・ギル法により時系列を求める。

(e) 計算を行う場合、過渡状態を緩和するため徐々に外力を大きくする。

流体力係数および波強制力は、特異点分布法で求めた。ただし、流体力係数は、周波数の関数となるため、計算の当初入力として有義周期に対応する値を使い、つぎのステップ以降では前のステップで得られた動揺周期に対応する値を入力した。計算時間としては2170sec、時間刻み幅 0.2sec としたが、解析条件から解析結果としては、計算が安定する180sec 後から 1800sec を統計処理して、動揺、ゴムフェンダーひずみの平均値、標準偏差、有義値、最大値などを求めた。

6.2.2 浮体橋を弾性体とした解析法^{8, 9)}

ここでは、浮体橋を3次元弾性骨組としてモデル化し、有限要素法によって定式化した。ただし、ボンツーンは剛体として取り扱い、流体力はボンツーンの重心位置に配置した節点に作用させる。基本の運動方程式は、次式で表される。

$$([M_s] + [M_H]) \{\ddot{x}\} + ([C_s] + [C_H]) \{\dot{x}\} + ([K_s] + [K_H] + [K_U]) \{x\} = \{f\}$$

(式6-3)

ここで、

$[M_s]$: 浮体橋の質量行列 (流体影響のない状態)

$[M_H]$: 流体による付加質量行列

$[C_s]$: 浮体橋の減衰行列 (流体影響のない状態)

$[C_H]$: 造波減衰行列

$[K_s]$: 浮体橋の剛性行列 (流体影響のない状態)

$[K_H]$: 浮力復元力を表す行列

$[K_M]$: 係留系を表す行列

$\{x\}$: 節点変位ベクトル

$\{f\}$: 波強制力ベクトル

この運動方程式において、流体による付加質量、造波減衰および波強制力は周波数の関数である。規則的な周波数応答では、 ω を周波数として式6-4により節点変位と波強制力を ω の関数として定義すると、式6-3は式6-5に変換され、節点変位 $\{X\}$ が容易

に求められる。

$$\{x\} = \{X\} e^{i\omega t} \quad (\text{式 6-4})$$

$$([K_s] + [K_H] + [K_M]) + i\omega ([C_s] + [C_H]) - \omega^2 ([M_s] + [M_H]) = \{F\}$$

(式 6-5)

この解法をベースに、不規則波に対する応答は、波および風のスペクトルを用いた線形重ね合わせにより評価する。

しかし、構造物が複雑でいくつものモードが重なり合っている場合や地震力のように外力に多くの周波数成分が混在している場合などには代表周波数の選定は容易ではなく、解析精度に問題がある。そこで、浮体橋の地震応答解析においては畳込み積分を用いた解法を用いて計算することとした^{10,11)}。地震応答解析における浮体橋の周波数領域での運動方程式は、式 6-5 の波強制力 $\{F\}$ に代わって地動変位ベクトル $\{G\}$ を右辺に置いたものとなる。ここで流体の付加質量 $[M_H]$ と造波減衰 $[C_H]$ のそれぞれに対応する因子を $A(\omega)$ 、 $B(\omega)$ とすると、その間には式 6-6 に示す関係があることから、

$$\begin{aligned} R(t) &= \frac{2}{\pi} \int_0^\infty B(\omega) \cos \omega t \, d\omega \\ -\omega A(\omega) &= \int_0^\infty R(t) \sin \omega t \, dt \end{aligned} \quad (\text{式 6-6})$$

この関係を用いて、運動方程式の逆フーリエ変換を求めると式 6-7 に書き換えられる。

$$[M_s + M_H(\omega)] \{\ddot{x}\} + [C_s] \{\dot{x}\} \int_0^t [R(t-\tau)] \{\dot{x}\} \, d\tau + [K_s] \{x\} = -[M + A(\omega)] \{\ddot{g}\} \quad (\text{式 6-7})$$

ここで、

$\{x\}$: 時間領域での変位ベクトル
$\{g\}$: 時間領域での地動ベクトル
ω	: 周波数
$[M_s]$: 浮体構造物の質量行列
$[M_H(\omega)]$: 流体の付加質量行列 $t = \omega$
$[C_s]$: 浮体構造物の減衰行列
$[C_H(\omega)]$: 流体の減衰行列 $t = \omega$
$[K_s]$: 浮体構造物の剛性行列
$[K_a]$: 浮力復元力行列
$[K_f]$: フェンダー復元力行列

また、 $[M_H](\infty)$ は、周波数無限大における付加質量であり、 $[C_H(\infty)] = 0$ と仮定している。この計算法では、時々刻々の運動に応じた流体力係数を自動的に選定することとなる。解析結果については、次節以降に大型水槽実験結果とあわせて示す。地震応答解析については第8章で紹介する。

6. 3 大型水槽実験Ⅰ（剛体モデル）^{12~15)}

6.3.1 実験目的

本実験は、平面水槽を用いて浮体橋の動揺に関する基本的な事項を検証するものである。この実験の大きな目的は以下に要約できる。

①水路および架橋位置での波浪条件の設定

第2章では浮体橋の設計条件として主に風・波浪の推算手法について説明を行った。ただ波浪条件については、水路による反射や水深の変化など沖波と同折波の推算だけでは不十分であることから、最終的には本実験により地形影響を考慮して、水深、護岸形状等を正確に再現した平面模型を作製し、それぞれのポンツーン位置での波浪条件を設定する。

②浮体橋の風・波浪による動揺シミュレーションの妥当性の検証

設計用に開発した動揺シミュレーションのプログラムが風・波浪による浮体橋の動揺がある許容範囲内で再現できるかを浮体橋の剛体変位、フェンダーの変位によって確認する。また、解析では表現できない挙動の有無についても確認する。

③浮体橋曳航時の安定性の確認

浮体橋はドックで組立を行い、その後タグボートにより架設地点へ曳航する。この時設定された作業条件下での橋体の挙動を計測し、安定性を確認する。

6.3.2 実験装置

実験水槽は、図6-1に示す長さ50 m、幅40 m、深さ1.5 mの平面水槽に護岸および水路形状を含めた現地の地形を再現し、造波機を水路方向に設置した。水深については図6-2に示す。

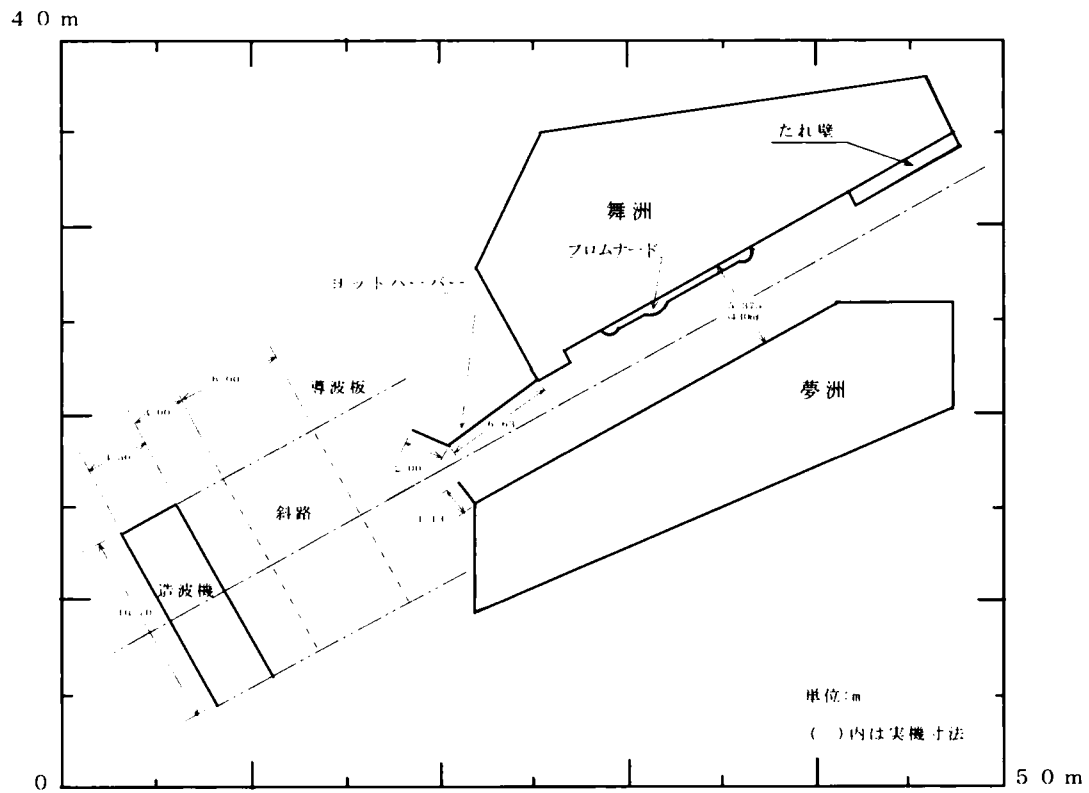


図6-1 実験I水槽平面図

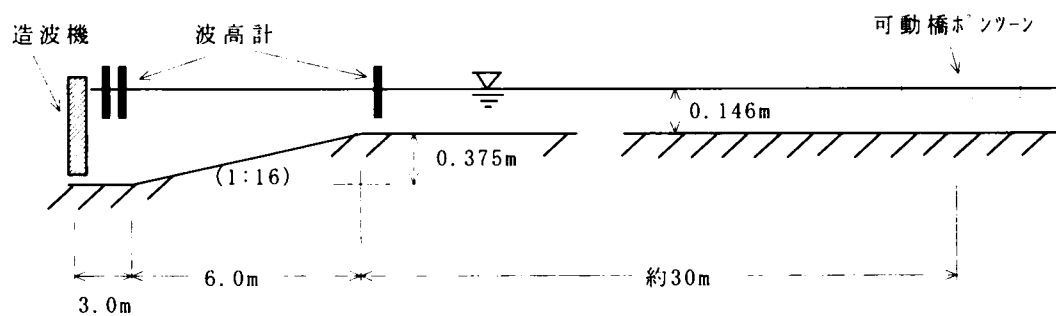


図6-2 実験I水槽断面

実験模型縮尺は、重力の影響が支配的になる実験で用いられるフルード数 Fr による相似則を適用した。フルード数 Fr は、次式で定義される。

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot L}} \quad (\text{式 6 - 8})$$

ここで、

U : 代表流速

g : 重力加速度 ($= 9.80665 \text{ m/s}^2$)

L : 対象とする物体の代表長さ

である。いま縮尺を N とし、実機と模型を p と m の添字で示すと次式の関係となる。

$$N = \frac{U_p^2}{U_m^2} = \frac{L_p}{L_m} \quad (\text{式 6 - 9})$$

そこで、この相似則に従った場合の主な諸量の縮尺は、以下のようになる。

長さ : N

速度 : \sqrt{N}

力 : N^3

時間 : \sqrt{N}

周波数 : $1 / \sqrt{N}$

一方、模型の縮尺は使用する水槽造波機的能力や発生波が表面張力の影響を受けないことが制約条件となる。本実験で使用する水槽造波機的能力では、最小有義波周期が 0.6 秒であり、実機の設計有義周期が 6.6 秒であることから

$$\frac{T_m}{T_p} = \sqrt{\frac{1}{N}} \quad (\text{式 6 - 10})$$

となり、縮尺は、 $1 / 120$ 以下となる。波の設計条件は、最終設計では有義周期 5.7 ～ 7.7sec であり、実験ケースによっては表面張力の影響があると考えられるが、水槽の大きさや造波機や測定機器の能力、模型製作等の諸条件を考慮して $1 / 80$ とした。

模型は、浮体橋の基本的な動揺挙動とフェンダー変形を測定するため剛体とし、重量、重心、極慣性モーメント等浮体の動揺に関連する諸元については、表 6 - 2 に示す実機と模型縮尺により相似の力学モデルとし、材料はアルミニウムとした。模型と実機対応の概略を図 6 - 3 に示す。

表 6 - 2 実橋、外力条件の模型と実機

		実 機	模 型	縮尺比
橋体長		410m	5.125m	1/80
排水量		28,489t	55.6kg	1/80 ³
ポンツーン関係				
長 さ		58.0m	0.725m	1/80
幅		58.0m	0.725m	1/80
深 さ		8.0m	0.1m	1/80
喫 水		4.35m	0.054m	1/80
水深 (H.W.L.)		DL+1.7m	DL+2.125cm	1/80
外力条件	風速	20m/s	2.24m/s	1/√80
	波高	2.0m	0.025m	1/80
	波周期	5.5秒	0.61秒	1/√80
力学特性	排水量 (ton,kg)	28.49	55.64	1/80 ³
	重心高 (m)	25.51	0.32	1/80
	TGM (m)	36.34	0.45	1/80
	慣動半径 (m)	19.68	0.25	1/80

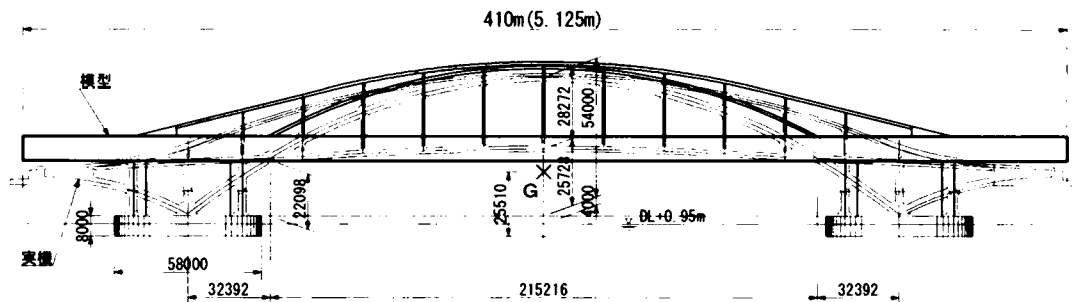


図 6 - 3 模型と実機の寸法対応

平面模型では、将来地形に対する検討を行うために、現況とともに現在計画されているヨットハーバーが建設された場合の2ケースを地形モデルとした。また、浮体橋の動揺が大きくなる場合それを低減するためにポンツーンの前面に浮消波堤を設置した場合も検討することとした。浮消波堤については別途の実験を行っており、波高を抑えることにより浮体橋の動揺低減が可能となることが判明したが¹⁶⁾、夢洲・舞洲連絡橋では最終的には採

用しなくても安全性や使用性に問題がないことが確認され、実機では設置されていない。

フェンダーは、実機ではゴム製であるが、 $1/80$ の縮尺では実際のゴムフェンダーと相似の力学特性を持つゴム模型の製作が難しく図6-4に示すテコと板バネとウェイトとを組み合わせた装置を作製し、ゴムフェンダーの力学特性を模擬した。実機のゴムフェンダーの荷重-変位関係は、図6-4の右に示すように、ほぼ線形の領域から定反力領域、再び線形領域へと移行する。これを最初の線形領域を線形バネ①で、定反力領域をウェイトと線形バネ②との遊間で、高反力領域の線形部分を線形バネ②で表現するものである。

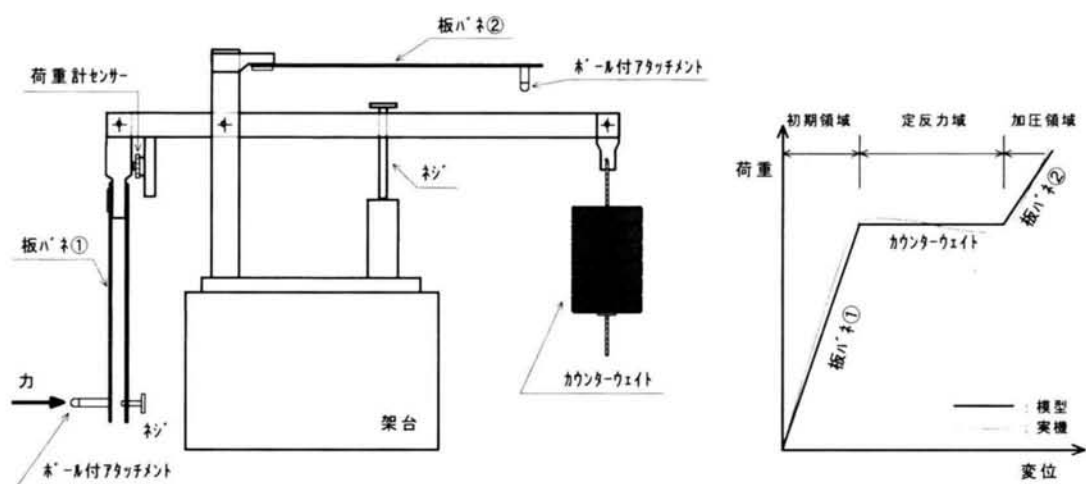


図6-4 フェンダー模型と反力特性曲線

この装置では除荷の曲線では同じ荷重-変位関係に戻るため、実際のゴムフェンダーのようなヒステリシスは描かないため、ゴムフェンダーの持つ減衰機構は除外されるが、基本的な浮体橋の変位、フェンダー反力は近似できることからこれを採用した。装置の配置とフェンダー測定点を図6-5に示す。

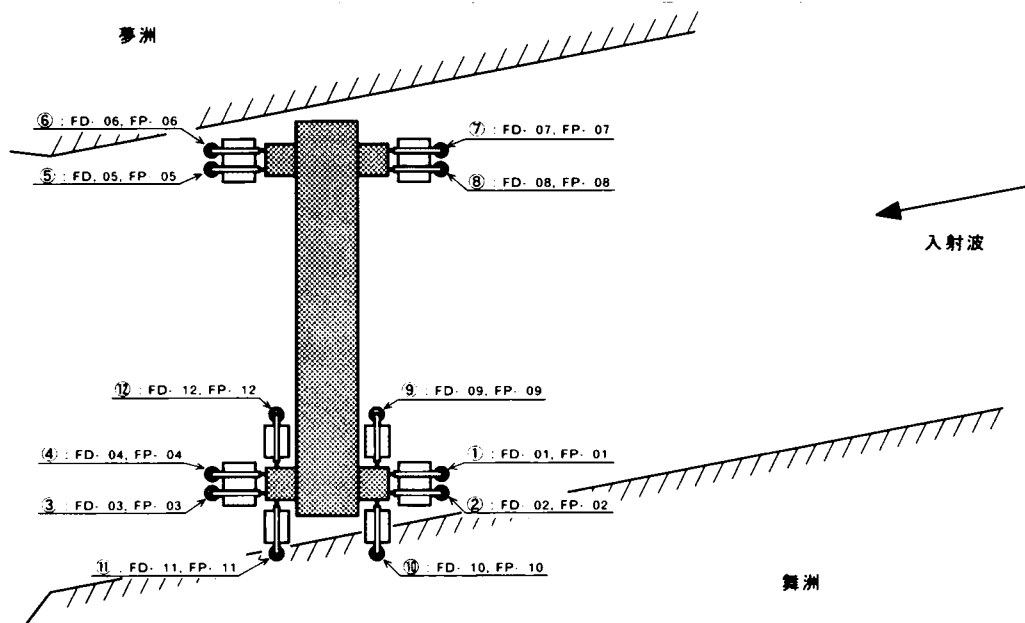


図 6-5 フェンダー模型の配置と変位・反力の計測位置

造波装置はピストン型連続タイプで、多方向不規則波が発生可能なように 28 台の造波ユニットにより構成されている。本実験ではそのうちの 14 台のユニットと 13 枚の造波板を使用した。本実験で発生させた波はブレッドシュナイダー光易型のパワースペクトルによった。図 6-6 に不規則波発生システムの概念を示す。ここでは波スペクトルをフーリエ逆変換することにより波の時系列を作成する。作成された波の時系列は、造波機の制御装置によって連続発生させられ、アクチュエーターを駆動する。アクチュエーターの回転運動は、リニアガイドにより直線運動に変換されて造波板を前後に動かし、水面に波を発生させるものである。

風については、水槽での造波装置と風洞装置が併設された実験が望ましいが、既存の施設でそのようなものはなく、また、作製するとしても非常に大がかりとなり非現実的である。そこで、風による外力は、風荷重に相当する力を風荷重載荷装置で与えることとした。

風荷重載荷装置は、図 6-7 に示すように 4 台のアクチュエーターと制御機および荷重計によって構成され、風荷重で支配的なサージ (surge: 橋軸方向変位), スウェイ (sway: 橋軸直角方向変位), ロール (roll: 橋軸回りの回転変位), ヨウ (yaw: 鉛直軸回りの回転) 方向の荷重を載荷することができる。この装置では、まずダavenport (Davenport) スペクトルから風の時系列を算出し、これを制御機に入力する。制御機は、模型に載荷される風荷重が常に入力データと等しくなるようフィードバック制御を行っている。このように制御された力をステンレス製ワイヤーとスプリングを介して浮体橋模型に伝達している。

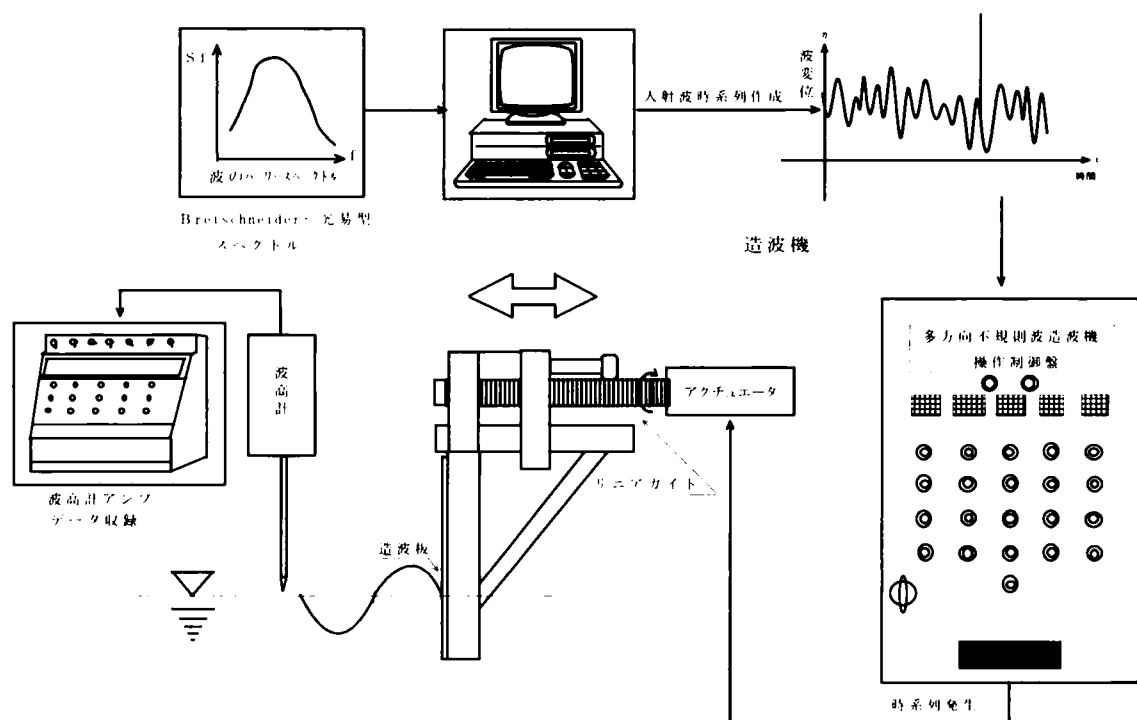


図 6 - 6 不規則波発生システムの概念

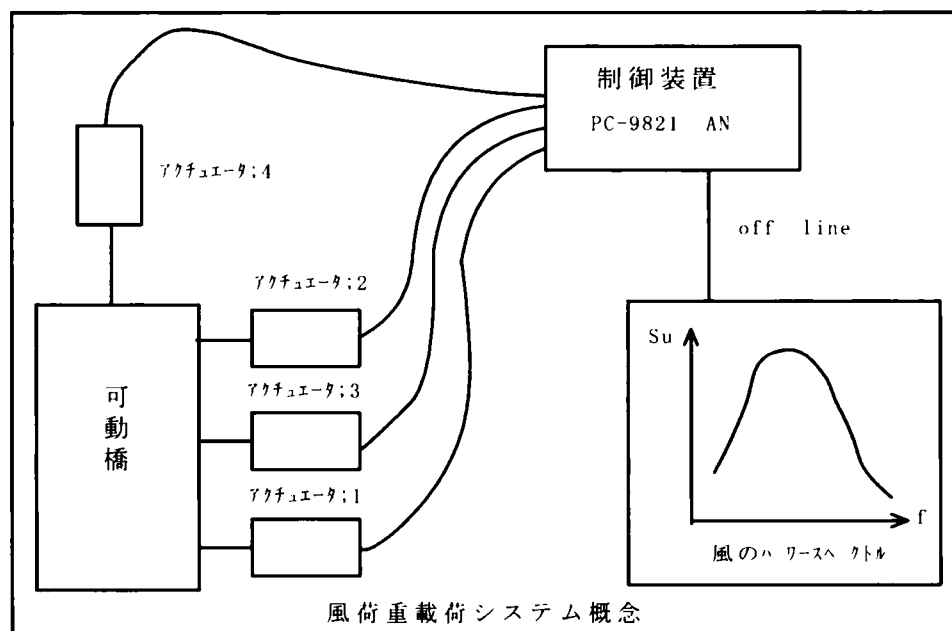


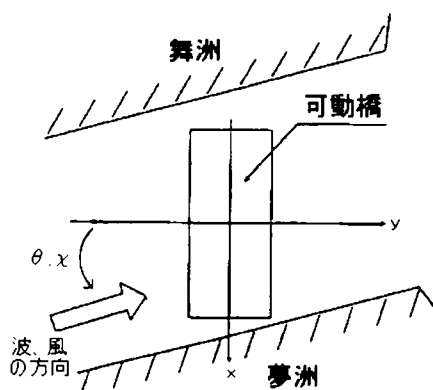
図 6 - 7 風荷重載荷システムの概念

6.3.3 実験内容

実験における自然条件は、表6－3に示すものとした。ここでヨットハーバーとあるのは、架設地点の水路先端部にヨットハーバーの建設計画があり、将来地形を考慮したものである。また、浮消波堤は、動揺が大きい場合に設置を検討したものである。風荷重については橋軸直角方向とした。波向 θ が 17° としているのは、浮体橋が水路に対して約 17° の角度で設置されることから実機と同じ状態を再現するためである。さらに浮体橋の動揺を顕著に調査するため、設計風速より厳しい条件である暴風時（ $V_{10} = 50 \text{ m/s}$ ）も実験ケースとして加えた。

表6－3 水槽実験Ⅰにおける自然条件

照査ケース	潮位 (m)	設置物		気象条件		海象条件		
		ヨットハーバー	浮消波堤	風速 (m/s)	風向 (x度)	H _{1/3} (m)	T _{1/3} (秒)	波向 (θ度)
車輛走行 制限時	DL+1.7	あり	なし	20.0	0.0	2.0	5.5	17.0
		なし	あり	20.0	0.0	2.0	5.5	17.0
暴風時 (1)		あり	なし	43.0	0.0	4.4	6.4	17.0
なし		あり	43.0	0.0	4.4	6.4	17.0	
暴風時 (2)		あり	なし	50.0	0.0	5.0	6.7	17.0
		なし	あり	50.0	0.0	5.0	6.7	17.0



①水路回折波実験

図6－8に波高計測点を示す。波高計測では容量式とサーボ式波高計を用いた。このなかで造波機の法線が水路の長手方向中心軸との角度を α として入射角を定義する。この実験では浮体橋がない状態で造波し、浮消波堤がある場合と無い場合について、水路内とポンツーン位置の波高および波周期の分布測定を行った。表6－4に回折波実験ケースを示す。ここでヨットハーバーとあるのは、架設地点の水路先端部にヨットハーバーの建設計画があり、将来地形を考慮したものである。また、浮消波堤は、動揺が大きい場合に設置を検討したものである。

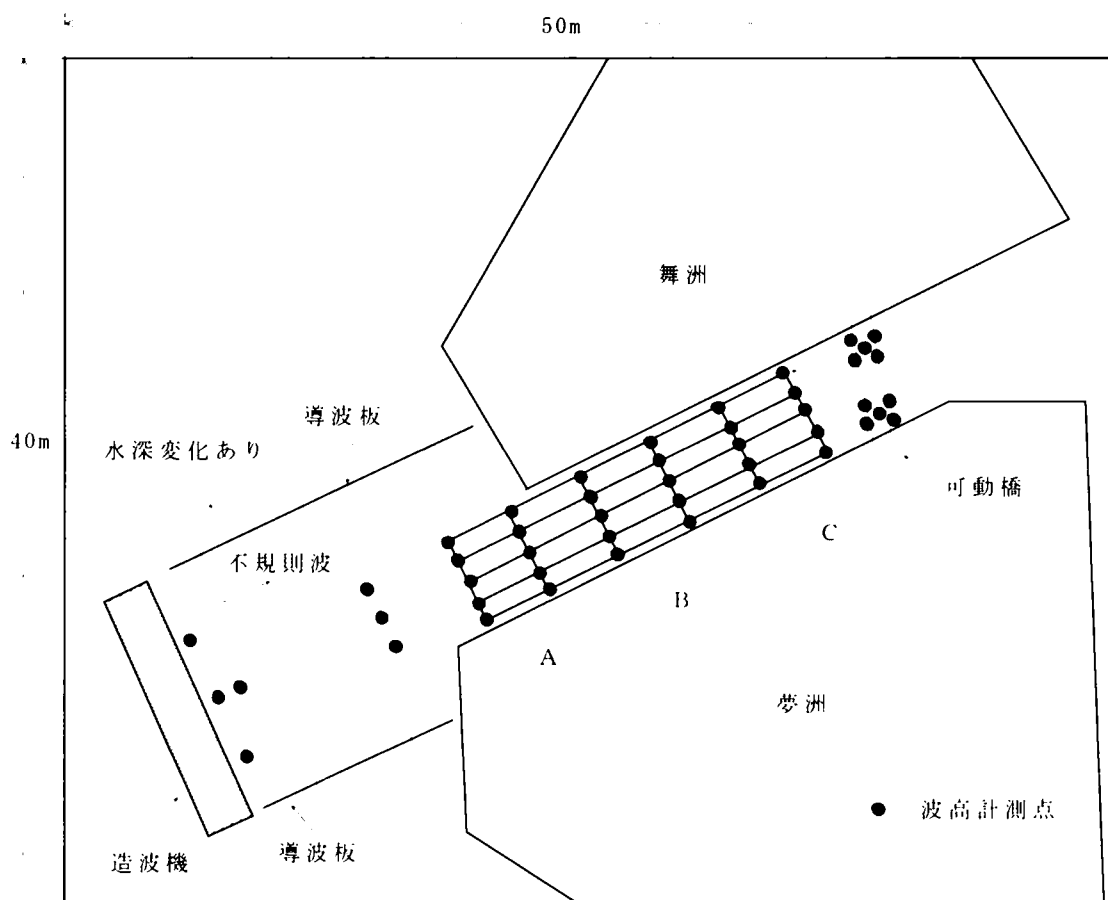


図 6 - 8 回折波実験計測点

表 6 - 4 回折波実験ケース

波浪条件		CASE	3.0mH-1.0m	浮消波堤	CASE	3.0mH-1.0m	浮消波堤	CASE	3.0mH-1.0m	浮消波堤	*	3.0mH-1.0m	浮消波堤
H1/3 [s]	T1/3 [sec]												
2.0	5.5	1	なし	なし	7	なし	あり	13	あり	なし	38	なし	なし
4.4	6.4	2			8			14			39		
5.0	6.7	3			9			15			40		
4.4	7.0	4			10			16			41		
4.4	8.0	5			11			17			42		
4.4	9.0	6			12			18			43		

* : 夢洲側西端の突堤を撤去した場合

②動揺実験

実験では、波高、風荷重、橋体変位、防舷材変位および反力を計測した。波高は回折波実験と同じシステムで計測した。風荷重については浮体模型とアクチュエーターとの間に取り付けられているワイヤーとの間の荷重計により計測した。橋体変位は、図 6 - 9 に示

した8点にレーザー変位計を配置して計測した。ただし、浮体橋は定点や固定軸がなく、図6-10に示すように計測された変位と6方向の橋体変位は相互に関連に関連するため、レーザー変位計の計測値を演算処理して変位を算出した。演算は、計測点の変位と動揺の幾何学的な関係に基づくもので、計測点での変位 B_i ($i = 1 \sim 8$) と浮体橋の変位 X_i ($i = 1 \sim 6$) の関係は、次式で示される。

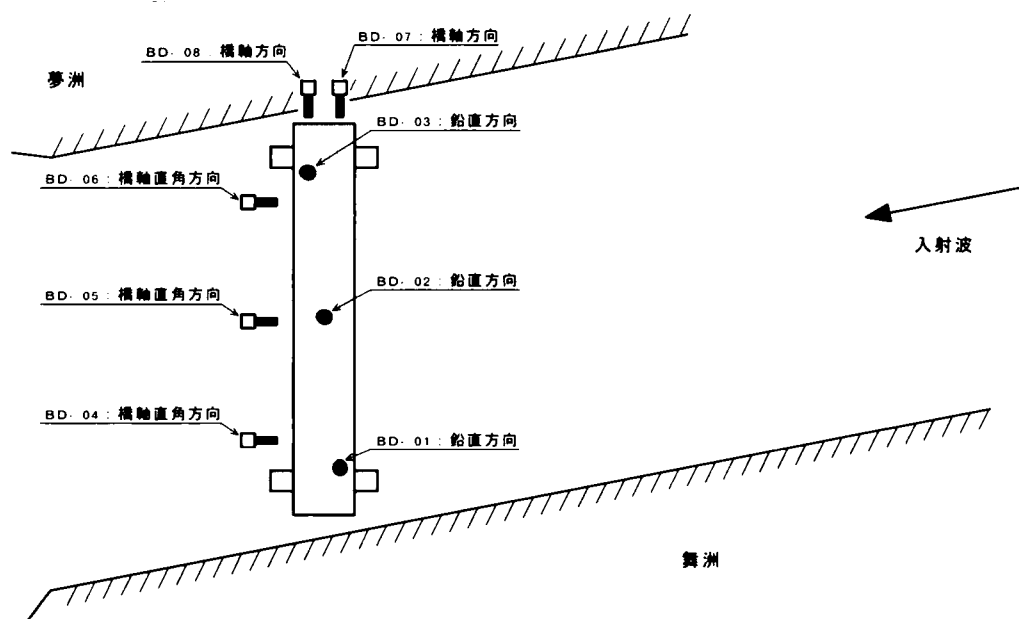


図6-9 動揺変位計測位置

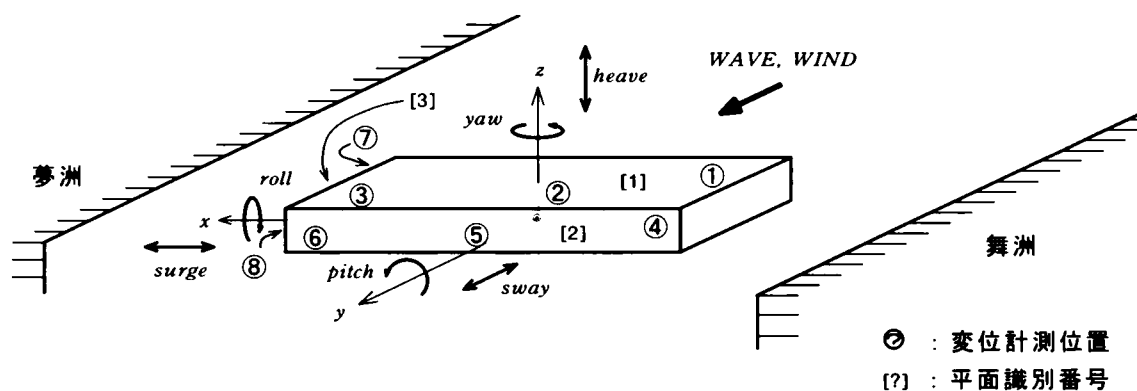


図6-10 計測点と浮体橋の変位

$$\begin{aligned}
D_1 &= X_1 + [z_1 \cdot \tan(X_4/2) + y_1] \cdot \tan X_4 & D_5 &= X_2 + [y_5 \cdot \tan(X_4/2) - z_5] \cdot \tan X_4 \\
&\quad + [z_1 \cdot \tan(X_5/2) - x_1] \cdot \tan X_5 & &\quad + [y_5 \cdot \tan(X_6/2) + x_5] \cdot \tan X_6 \\
D_2 &= X_1 + [z_2 \cdot \tan(X_4/2) + y_2] \cdot \tan X_4 & D_6 &= X_2 + [y_6 \cdot \tan(X_4/2) - z_6] \cdot \tan X_4 \\
&\quad + [z_2 \cdot \tan(X_5/2) - x_2] \cdot \tan X_5 & &\quad + [y_6 \cdot \tan(X_6/2) + x_6] \cdot \tan X_6 \\
D_3 &= X_1 + [z_3 \cdot \tan(X_4/2) + y_3] \cdot \tan X_4 & D_7 &= X_1 + [x_7 \cdot \tan(X_5/2) + z_7] \cdot \tan X_5 \\
&\quad + [z_3 \cdot \tan(X_4/2) + y_3] \cdot \tan X_4 & &\quad + [x_7 \cdot \tan(X_6/2) - y_7] \cdot \tan X_6 \\
D_4 &= X_2 + [y_4 \cdot \tan(X_4/2) - z_4] \cdot \tan X_4 & D_8 &= X_1 + [x_8 \cdot \tan(X_5/2) + z_8] \cdot \tan X_5 \\
&\quad + [y_4 \cdot \tan(X_6/2) + x_4] \cdot \tan X_6 & &\quad + [x_8 \cdot \tan(X_6/2) - y_8] \cdot \tan X_6
\end{aligned}
\tag{式 6 - 11}$$

ここで (x_i, y_i, z_i) は、浮体橋の重心位置を原点とする静止時計測点座標、 D_i は、計測点 B_i での浮体橋の動揺時の静止時とのレーザー変位計の計測差、 X_i ($i = 1 \sim 6$) は、表 6 - 5 に示す浮体橋動揺の 6 自由度変位である。

表 6 - 5 浮体橋の変位

表記	名 称	内 容
X_1	surge	x軸方向の並進動揺
X_2	sway	y軸方向の並進動揺
X_3	heave	z軸方向の並進動揺
X_4	roll	x軸まわりの回転動揺
X_5	pitch	y軸まわりの回転動揺
X_6	yaw	z軸まわりの回転動揺

つぎに上式のうち静止時に座標値が等しい同一平面上の 2 式の差をとる。たとえば、第 1 式と第 3 式の差をとると、 $z_1 = z_3$ であるから

$$D_1 - D_3 = (y_1 - y_3) \cdot \tan X_4 + (-x_1 + x_3) \cdot \tan X_5 \tag{式 6 - 12}$$

となる。最後に、同様にして求めた他の関係式と連立させることによって 6 自由度の動揺量が求められる。以上の計算を各時刻で行うことにより、動揺の時系列を求めた。式からは 1 自由度の動揺算出には 1 平面あたり 2 点、合計 6 点の変位データがあればよいが、計測値の誤差も考慮して 8 点の計測値から最小自乗法を用いて 6 つの動揺量を求めた。

防舷材変位は、荷重載荷点の変位をレーザー式変位計で計測した。防舷材反力は線形パネとそれを止めている固定板の間に設置した荷重計で計測した。ただし、この荷重計は作用点の反力でないため、回転中心からの作用点距離と荷重計設置点距離の比により補正して防舷材反力とした。写真6-1～3に実験状況を写真6-4に防舷材（フェンダー）装置を示す。また、動揺実験の実験ケースを表6-6に整理した。

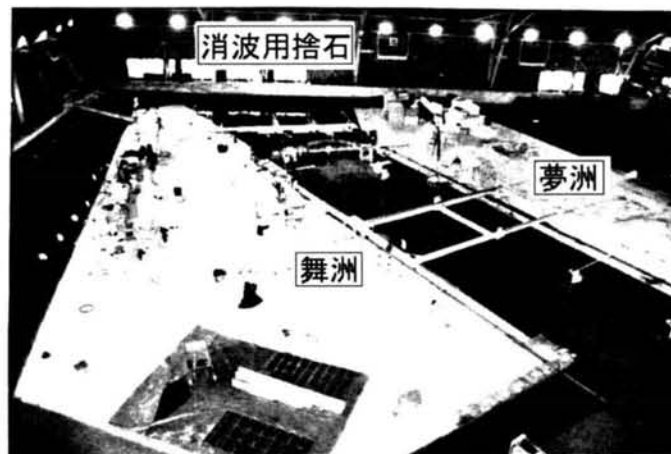


写真6-1 実験Ⅰ全景

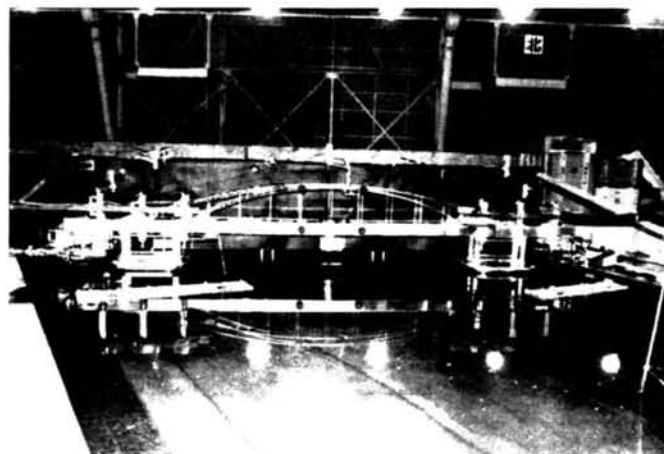


写真6-2 浮体橋模型

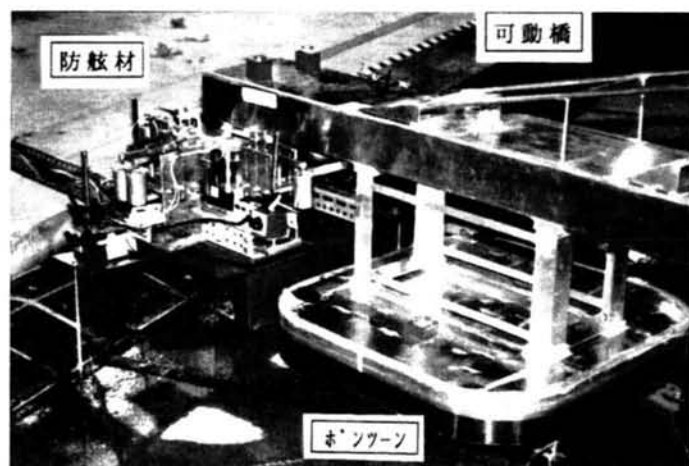


写真 6 - 3 浮体橋横支持部



写真 6 - 4 防舷材(フェンダー)装置

表 6 - 6 動揺実験ケース

ケース	波			風	
	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	波向 (deg)	U_{10} (m/s)	風向 (deg)
case-1	2.00	5.50	73.0	20.0	90.0
case-2	4.40	6.40	73.0	43.0	90.0
case-3	5.00	6.70	73.0	50.0	90.0
case-4	4.40	7.00	73.0	43.0	90.0
case-5	4.40	8.00	73.0	43.0	90.0
case-6	4.40	9.00	73.0	43.0	90.0

③曳航実験

平水中で水路の長手方向に浮体橋を引っ張り、その曳航抵抗を計測した。同時に浮体橋の安定性、振動等を観察する。風については作用させなかったが、風洞実験結果から風速 10 m/sec 以下の作業条件であれば問題が無いことを確認している。曳航速度としては、1 kn (ノット) から 5 kn まで 1 kn 毎に変化させた。浮体橋の曳航力は、曳航用ワイヤーと浮体橋の間に取り付けたロードセルによって計測した。写真 6-5 に曳航実験の状況を示す。

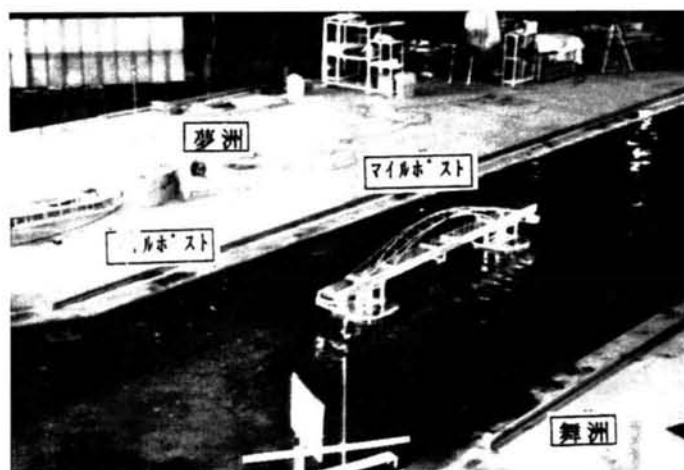


写真 6-5 曳航実験状況

6.3.4 実験結果と考察

①回折波実験

実験結果の一例として図 6-11 に夢洲側ポンツーンの平面的な中心を通り水路に直角な方向（水路横断方向）の波高分布を示す。縦軸は図 6-8 に示す入射波設定地点（水路前面計測点 3 点の平均）の波高で無次元化した波高比で表している。また、ポンツーン位置での波高を回折係数（夢洲、舞洲ポンツーン位置での波高の平均値／入射波設定地点の波高）で示したのが図 6-12 である。この図では、それぞれ現状と将来ヨットハーバーの防波堤が完成した場合および浮き消波堤のある場合を示している。また、図 6-13 には舞洲および夢洲のポンツーンの端部 4 点と中央点およびそれらの平均の波高スペクトルを示している。

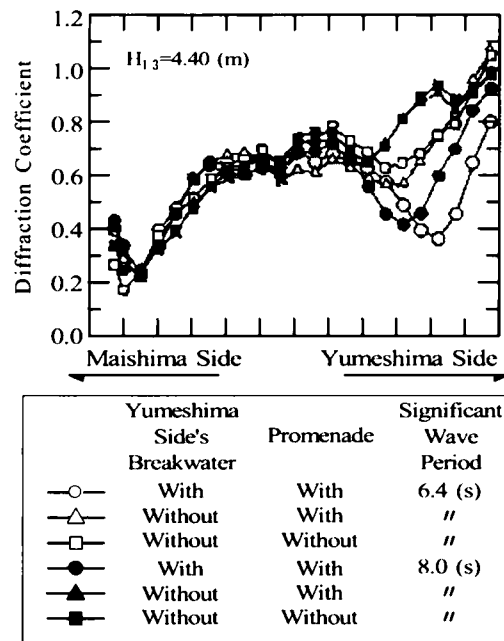


図 6-11 水路横断方向の波高分布

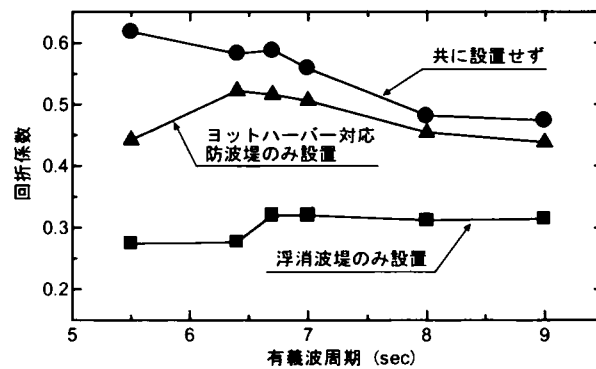


図 6-12 ポンツーン位置での回折係数

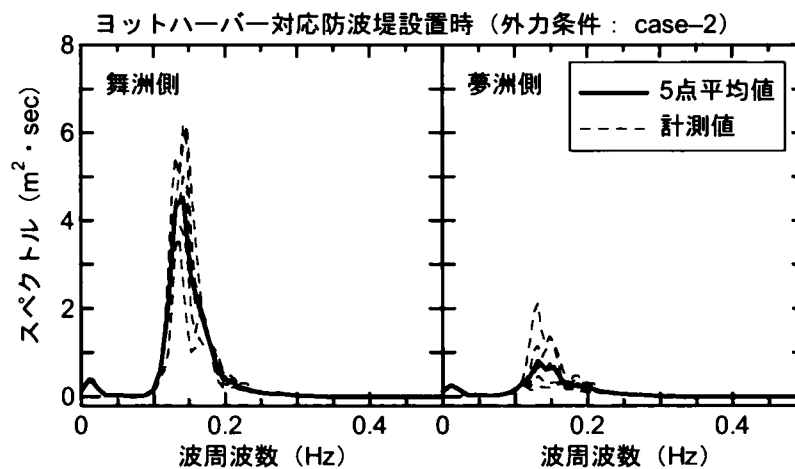


図 6-13 ポンツーン 4 隅および中央点の波高スペクトル

この実験から次のようなことが分かった。

- ・波高は水路横断方向に非常に変化している。
- ・夢洲側と舞洲側のポンツーン位置では波高比がかなり異なる。
- ・波周期が長くなるにつれて夢洲側の波高比は大きくなり、舞洲側の波高比は小さくなる傾向にある。
- ・夢洲西端の防波堤により、水路の回折が大きく影響されている。
- ・夢洲側では、岸壁による反射により波が重複し、波高上昇が見られる。また、この傾向は、周期が長くなるにつれてその範囲が広がっている。
- ・ポンツーン平面内（58m × 58m）においても波高分布は大きく異なり、波高はかなり狭い範囲で変化する。
- ・将来ヨットハーバーが建設されるとポンツーン位置での波高が低減する。

これらの実験結果から浮体橋の波浪条件は、地形や護岸施設などの影響により大きく変化することから、このような実験によって求めることが望ましいといえる。

②動揺実験

動揺実験結果の整理にあたっては、実験結果と前節の動揺シミュレーション結果とを比較することによって検討を加えた。

まず、所定の風荷重が载荷されているかどうかを確認するために、風荷重载荷装置に入力した風荷重と荷重計で計測された波形を比較したのが図6-14である。これは夢洲側のアクチュエーターの記録である。この波形からパワースペクトルを図6-15に示す。これらの図から両者はよく一致しており、所定の風荷重が载荷されていることが確認できた。なお、他の記録も同様の結果を得ている。風荷重のみが浮体橋に作用した場合の橋体の動揺をB-6変位（夢洲側端部のスウェイ変位）を比較したのが図6-16である。この時系列も解析値と実験値がよく一致しており、風荷重のみの応答に関しては、本シミュレーションが十分設計に適用できることが確認された。

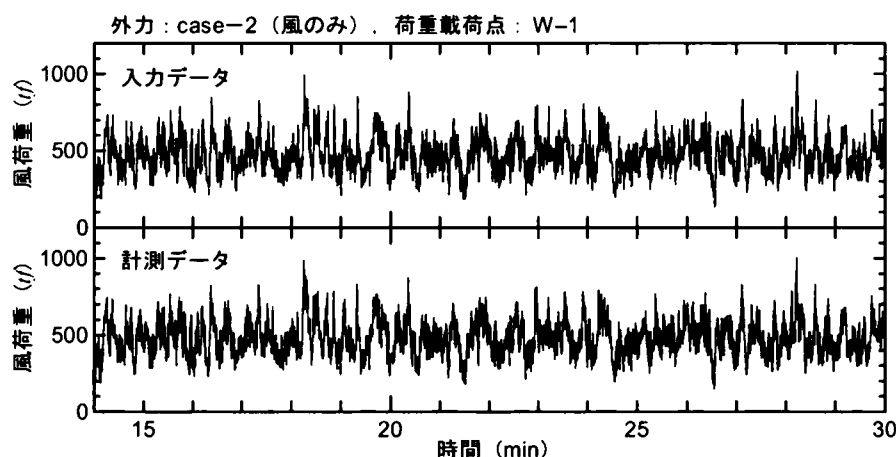


図6-14 風荷重の入力データと計測結果

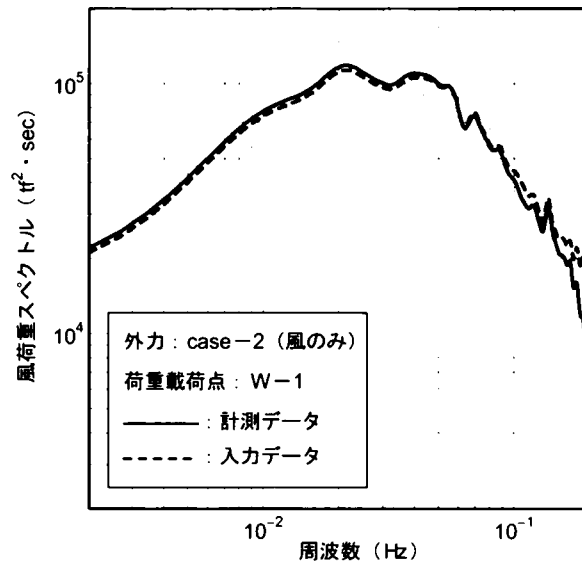


図 6-15 風荷重の入力と計測結果のスペクトル

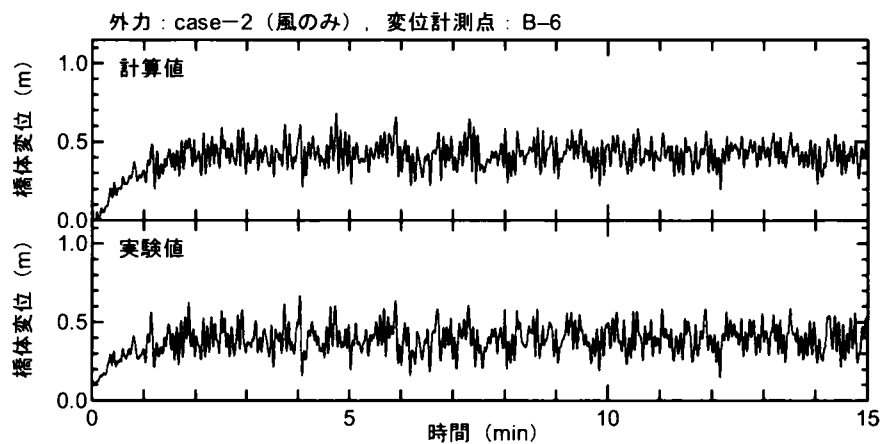


図 6-16 風荷重による解析結果と実験値

つぎに、浮体橋に外力として風と波が同時に作用した場合の解析値と実験値の比較を行った。ここで比較の対象としたのは平均値と有義値である。2つの数値の概念を図6-17により説明する。実験は、1ケース30分の計測で得られたデータを演算処理して変位および反力の時系列を求める。これが図にある変動量として表される。これらの変動量の平均値を η_{mean} 、ピークの平均値からの変動量を ξ_{amp} 、ピーク間の変動量を両振幅 ξ_{II} とする。 ξ_{amp} と ξ_{II} のすべてのデータを大きい順に並べ最大値から1/3の値を振幅および両振幅の有義値として比較した。図6-18および図6-19は、それぞれスウェイとロールの平均値の解析値と実験値の比較である。平均値については、解析値と実験値はほぼ一致しているといえる。これは、平均値が主に定常の風荷重による変位、反力であることから風荷重のみの場合と同じように、良い一致をしていると考えられる。

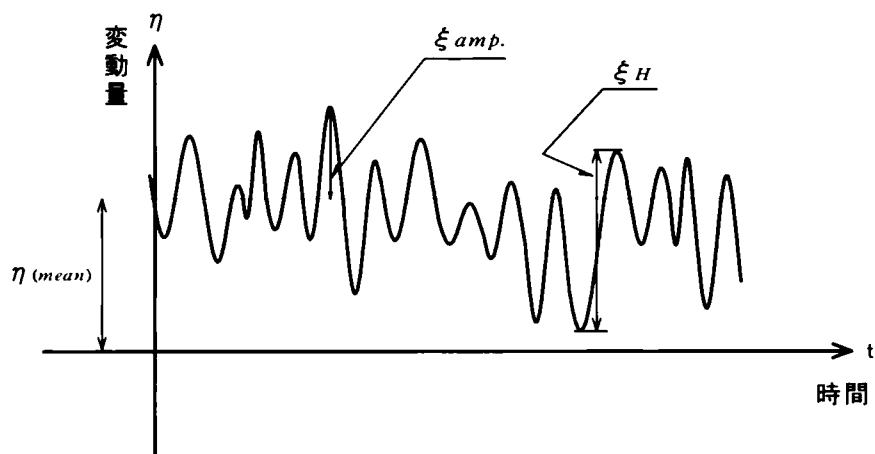


図 6-17 統計処理における各数値の定義

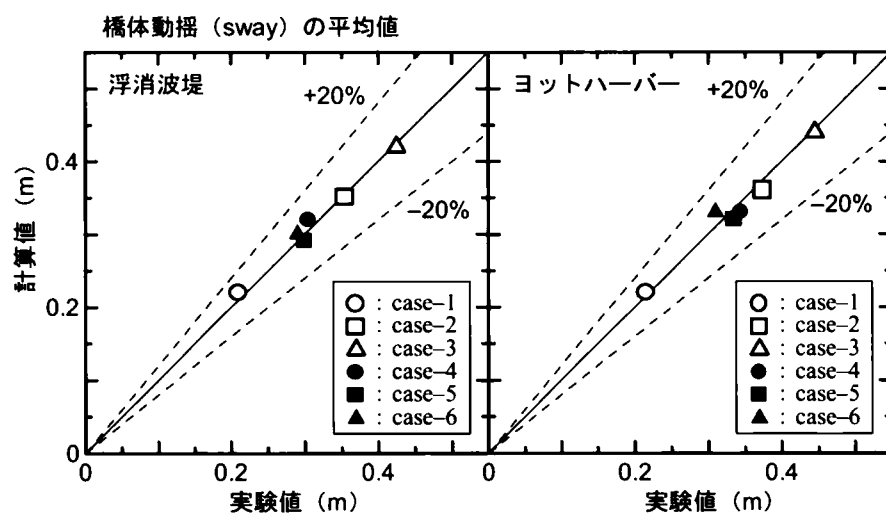


図 6-18 スウェイの平均値に対する解析値と実験値

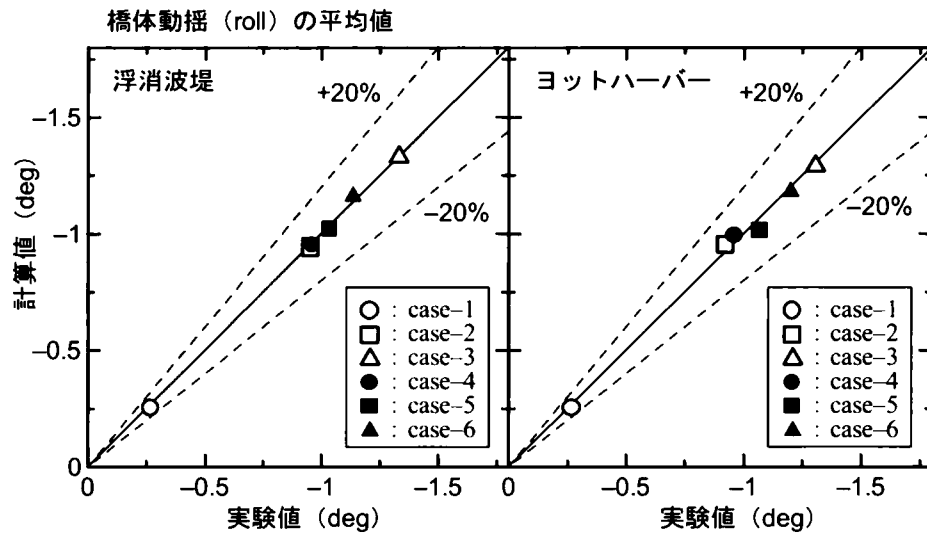


図 6-19 ロールの平均値に対する解析値と実験値

図 6-20, 21, 22 は、それぞれスウェイ、ヒープ、ロールの両振幅の有義値、図 6-23, 24 は、それぞれ舞洲側、夢洲側のフェンダー変位の平均値に振幅の有義値を加えた値を示している。これらの図では、左に浮消波堤がある場合、右がヨットハーバー防波堤がある場合の結果であり、図中の破線は、解析妥当性の目安とした $\pm 20\%$ の誤差範囲を示している。スウェイに関しては、ケース 1 で計算値が実験値より 50% 程度大きい値を示している。これは、外力が小さく、変動量そのものが小さいことから計測誤差の比率が大きいと考えられる。その他のケースでは、ばらつきがあるものの実験値は概ね $\pm 20\%$ の誤差範囲にある。

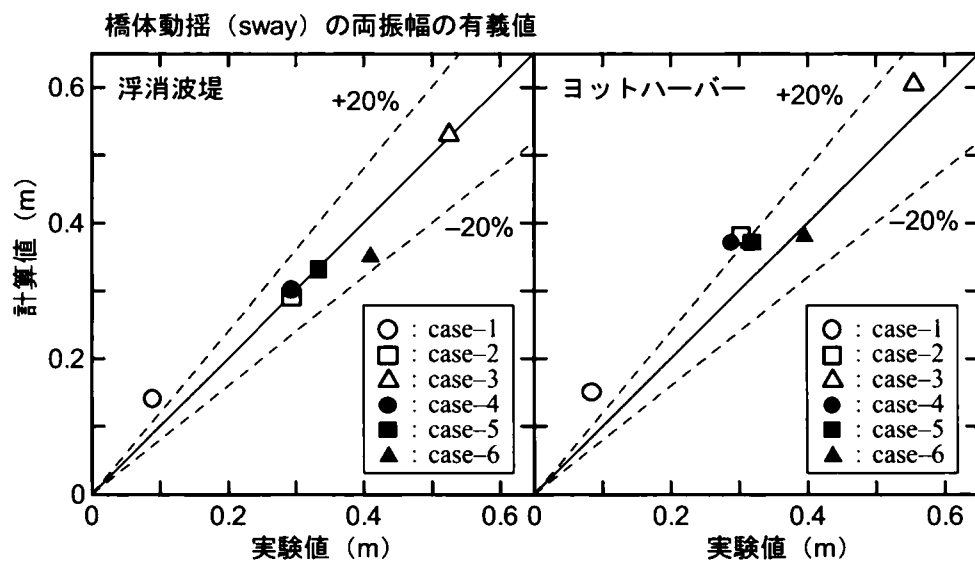


図 6-20 スウェイの両振幅有義値の比較

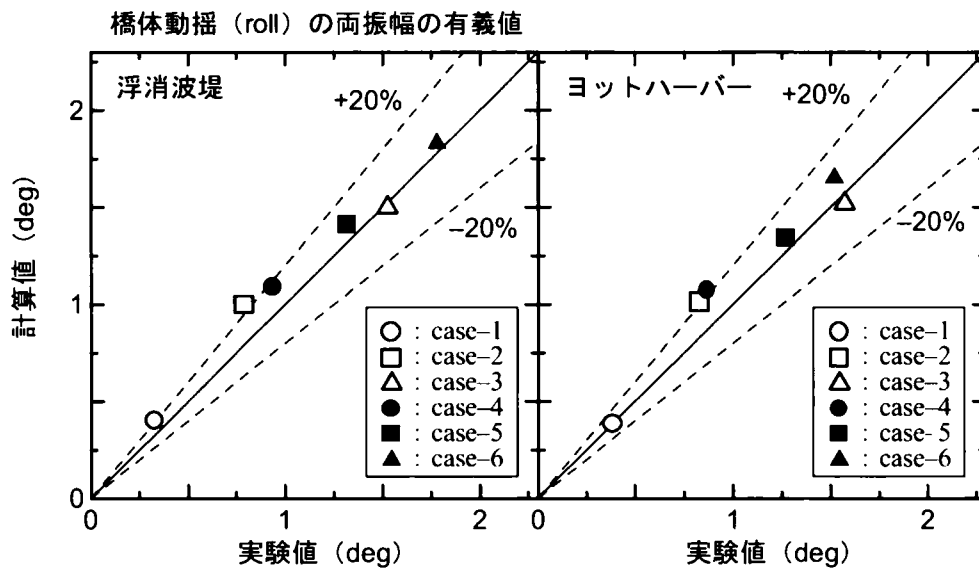


図 6-21 ロールの両振幅有義値の比較

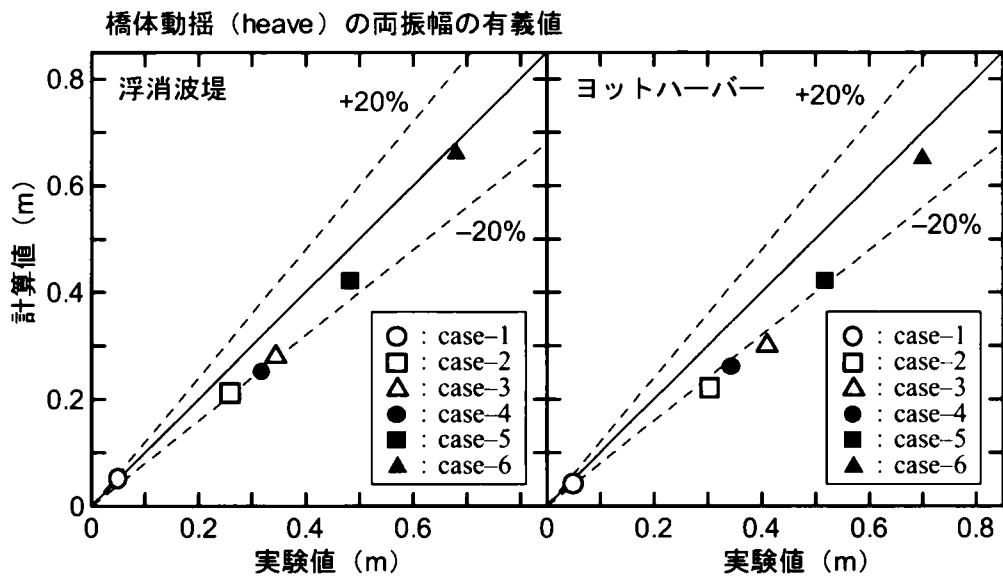


図 6-22 ヒープの両振幅有義値の比較

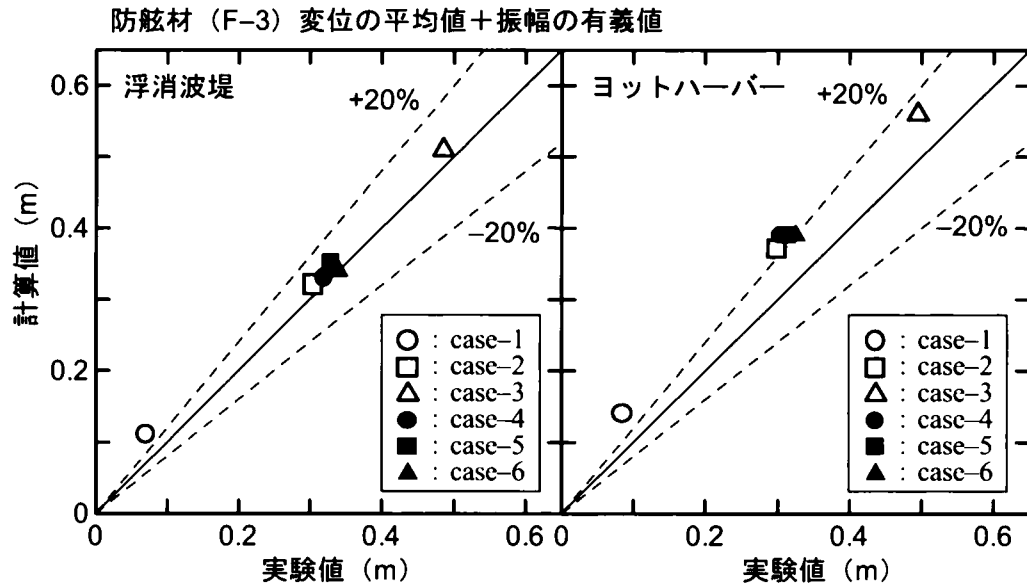


図 6-23 舞洲側フェンダー変位の平均値+振幅有義値の比較

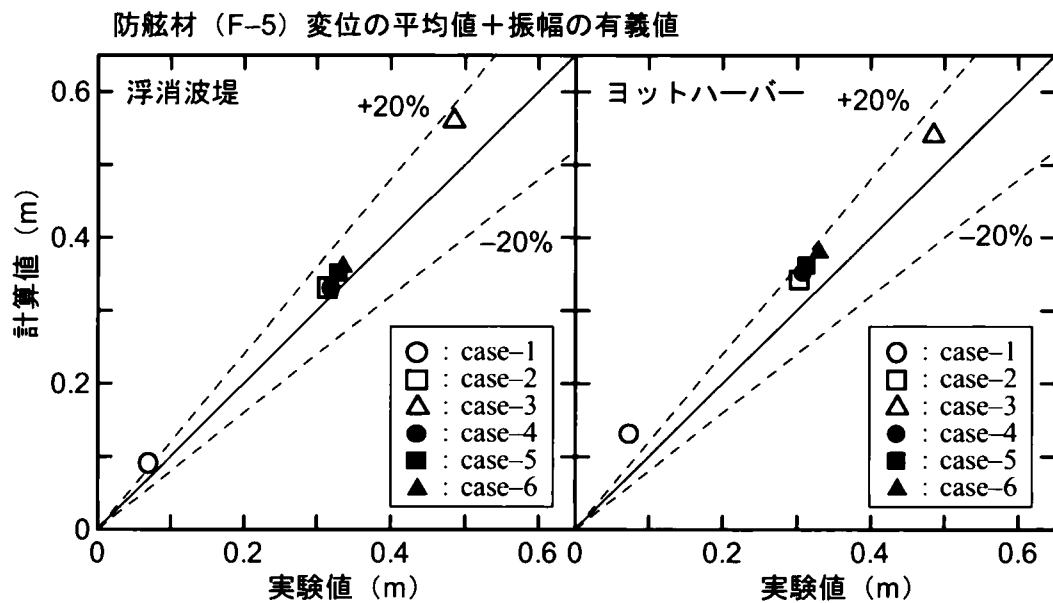


図 6-24 夢洲側フェンダー変位の平均値+振幅有義値の比較

ヒープとロールに関しても実験値は計算値に対して $\pm 20\%$ の範囲にあるが、ヒープでは実験値が計算値に比べ大きめ、ロールでは反対に小さめの値となっている。これは、回折実験結果からポンツーン平面内で波高がばらついており、スペクトルから導かれる解析の入力波と実験時の流体力との差がひとつの理由と考えられる。

設計において応答変位を解析で求めた場合、このばらつきを考慮する必要がある。フェンダー変位に関しても実験値が概ね計算値の $\pm 20\%$ 範囲にある。ただし、計算値が実験

値より大きな値を示している。設計ではフェンダー変位が反力に変換され、反力壁から係留橋脚の設計外力となることから、本シミュレーションの結果は、安全側の評価となっていると言える。

③曳航実験

表6－7に設定速度と試験での曳航速度，曳航力を整理した。この結果を図6－25において横軸に曳航速度，縦軸に曳航力をプロットした。実線は，結果を2次曲線にあてはめたものである。本実験から曳航時の抵抗係数（ C_D ）を算定した。

表6－7 曳航実験のケースと曳航力

設定速度 (kt)	通過速度		t-ター回転速度		曳航力 (tf)
	通過時間 (sec/5m)	曳航速度 (kt)	t-ター回転数 (r.p.m)	曳航速度 (kt)	
1.00	81.52	1.07	270.0	0.98	10.0
2.00	42.02	2.07	540.0	1.97	27.0
3.00	28.91	3.01	820.0	2.99	50.0
4.00	21.23	4.10	1090.0	3.97	90.0
5.00	16.53	5.26	1370.0	4.99	131.0

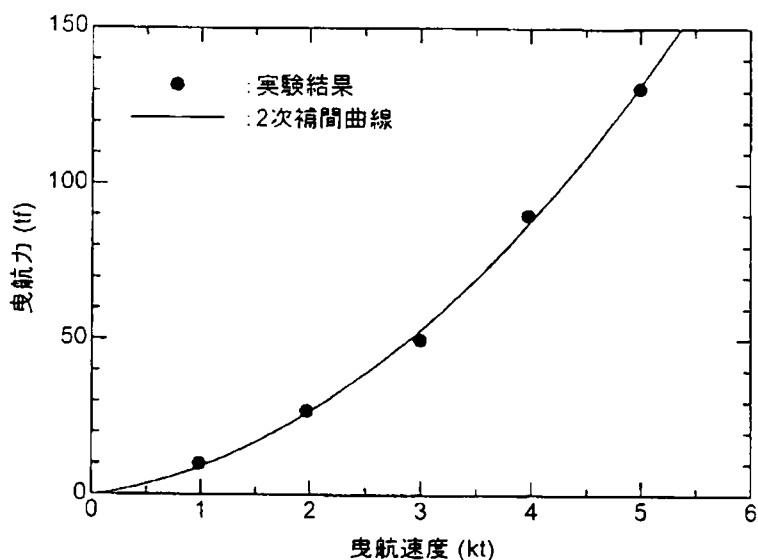


図6－25 浮体橋の曳航速度と曳航力

ポンツーンの水面上正面投影面積を S (m^2)，水の密度を ρ ($\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)，曳航速度を V (m/s) とすると曳航力 F は，次式によって求められる。

$$F = 1/2 \cdot \rho \cdot S \cdot V^2 \cdot C_D \quad (\text{式 6 - 12})$$

したがって、曳航時の抵抗係数 C_D は、次式により無次元値として表すことができる。

$$C_D = F / (1/2 \cdot \rho \cdot S \cdot V^2) \quad (\text{式 6 - 13})$$

ここで、 $\rho = 101.97 \text{kgf} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$ 、 $S = 259.84 \text{m}^2$ を代入すると、抵抗係数 C_D は、1.58 となり、施工計画および旋回作業計画に反映することとした。また、実験をビデオ撮影し、異常な動揺が起こらないことを確認した。

6. 4 大型水槽実験Ⅱ（弾性体モデル）^{17, 18, 19)}

6. 4. 1 実験目的

わが国で浮体構造物として供用されている石油備蓄基地や棧橋、防波堤の設計においては浮体を剛体として取り扱われている。これらの構造物は、その剛性や規模等から剛体と仮定するのが合理的であるが、メガフロートのような大型でスレンダーな浮体構造物においては、波浪による浮体構造物の弾性応答が設計の重要な因子になることが指摘されている²⁰⁾。浮体橋においても剛性が十分大きくない場合、波浪による構造物の応答が問題となってくる。とくに夢洲・舞洲連絡橋においては、中央径間が 280 m であることから単に剛性を確保すると不経済となることから、橋梁構造を弾性体として波浪による応答を考慮する必要がある、解析の開発とあわせて実験を行ったものであるが、その目的を以下に要約する。

①波浪中の構造物の動的応答の検証

1990 年代初めに大型浮体橋を実現させたノルウェーでは、弾性模型を用いた水槽実験を行い、波浪と構造物との相互作用を調べ、波浪中の動的挙動を評価している。夢洲・舞洲連絡橋のような長大橋を 2 基のポンツーンで支持した場合においても解析では予測できない異常な現象が発生しないか確認する。

②浮体橋梁を弾性体として取り扱った解析手法の検証

大型浮体橋においては、波浪による応答が部材設計の決定要因となり、応答を正確に算定することが経済性の高い設計を行うこととなる。浮体橋梁を剛体として解析し、橋梁構造に最も不利となるよう強制変位を与える方法もあるが、夢洲・舞洲連絡橋において、剛体運動としてのロールの最大応答変位を逆位相で強制変位として橋体に載荷した試算では、これによる付加応力度が許容応力度の約 15 % を占める部材もあり、これを代表して波浪による付加応力とするのも不経済な設計となることが判明した。また、部材によっては、動的応答によって強制変位として計算されたものより大きな断面力となる場

合もある。そこで新しく開発した解析手法の妥当性を検証する。

③解析データの基礎資料

解析に用いる入力データに関してもその妥当性を検証する。とくにポンツーンは幅広浅喫水の浮体であり、かつ、浅水域に設置されるため、ポンツーンに作用する流体力、とくに横揺減衰力に対して、造波に基づく減衰力の他に水の粘性による減衰力の成分が無視できない大きさになるものと推察される。しかし、この粘性減衰力を理論的に評価することが非常に難しい。波浪中弾性応答解析法は、線形理論に基づいており、横揺減衰力はすべてが造波減衰に起因するものとして取り扱っている。したがって、水の粘性影響による減衰力成分は、非線形であるが実用的見地から、それを造波減衰力に付加される線形減衰力として取り扱うこととし、これを自由振動実験によって評価する。

6.4.2 実験装置

実験水槽は、船舶の耐航性能試験で用いられる長さ 160 m×幅 30 m×水深 3.5 mを使用した。この水槽に架設地点の水路と相似となるよう水深調整用底板と 2 枚の導波板を配置した。模型縮尺を $1/40$ としたことから、架設位置の水路幅 430 m と水深 11.7 m に対してそれぞれ 10.75 m, 293mm とした。

供試模型は、実橋換算で縮尺 $1/40$ としたモデルと解析検証の目的からねじり剛性の小さいモデルの 2 体を作製した。これは、実橋において、ねじれ応答変形を小さくする目的でアーチのラテラル部材を剛性の大きいものにしたため、この縮尺では橋体の弾性変形が検出できないことが想定され、実橋換算の曲げ剛度を $1/3$ 、ねじり剛度を約 $1/30$ とした解析検証用モデルを計画したものである。ここで実橋相似モデルを模型 A、解析検証用モデルを模型 B と呼ぶ。

模型の作製に関する相似律については実験 I で示した浮体としての相似のほか、橋体の断面積、鉛直および橋軸直角方向の曲げ剛性、橋軸まわりのねじり剛性の相似を橋体を橋軸方向に 16 に区分して合致させた。ただ、夢洲・舞洲連絡橋のようなアーチ形式では部材を組み立てて力学特性の相似則を確保することは非常に難しいため、剛性棒により剛性を相似にした。これは、ねじり剛性を模擬したアルミ角材の上下にフィンを取付け、その寸法を変化させることにより断面の曲げ剛性を調整したものである。また、バランスウェイトを配置して、各部材の重量および慣性モーメントを調整した。ポンツーンおよび係留橋脚は、剛体として取り扱い、剛な治具により弾性棒を支持した。係留方法は、ゴムフェンダーの初期線形領域に相似としたコイルバネとそのバネ定数を $1/2$ とした 2 種類のコイルバネにより模型を弾性支持した。模型の諸元を表 6-8 に、模型 B の概略を図 6-26 に示す。

表 6 - 8 弾性体模型の諸元

項 目	実機	模型(1/40)
橋長	410.0m	10.25m
ボンツーン支間	280.0m	7.00m
最大幅	38.8m	0.97m
アーチ高	54.0m	1.35m
ボンツーン全長	58.0m	1.45m
ボンツーン全幅	58.0m	1.45m
ボンツーン喫水	4.4m	0.11m

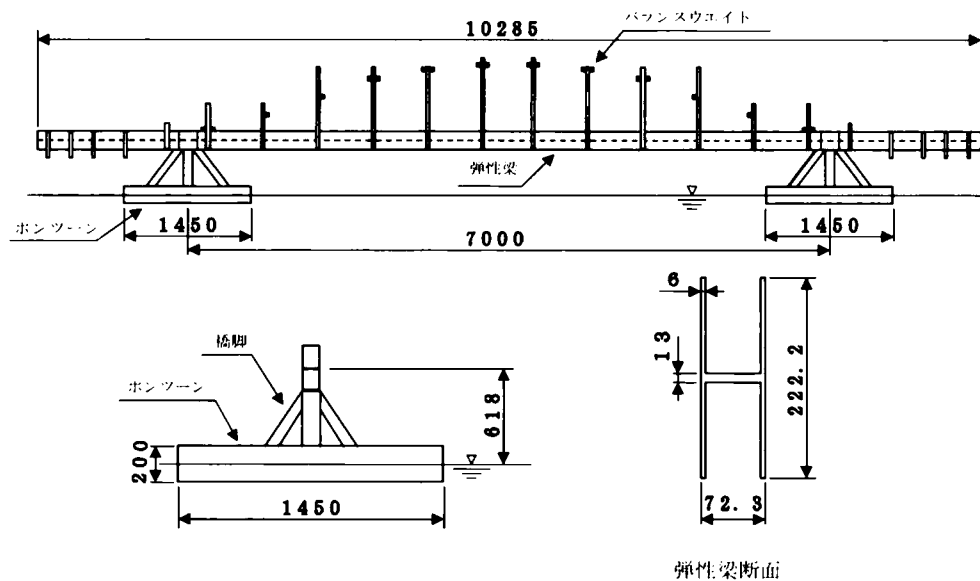


図 6 - 26 模型 B（解析検証用）の概略

6. 4. 3 実験内容

実験は目的により使用模型を 2 種類としており、①応答特性確認実験と②解析法検証実験で使い分けた。実験を行うにあたって模型の相似性を確認とシミュレーションのデータを得るため、図 6 - 27 に示すように模型をバネ支持し、自由振動を与えて、固有振動数、モードおよび減衰を調べた。

動揺実験の条件としては、まず、水路については幅および水深は架設地点と同一条件としたが、解析法検証実験では水深影響について調査するため、水深調整用底板を取り除いた大水深に対応する水深でも実験を行った。浮体橋の設置方向としては実機計画の角度（ 17° ）としたが、解析法検証実験では基本的な特性を把握するため波入射角が橋軸直角方向のケースを加えた。実験波は、規則波および不規則波とし、不規則波の特性については沿岸海域における代表的な標準波スペクトルとして広く用いられているブレッドシュナイダー—光易型スペクトルを適用した。波高については、規則波では 4 ～ 12 m を 0.5

mきざみ，不規則波では設計に対応する6，7.7，9，12 mの4種類とした。

計測項目は，加速度，桁の変位，係留力，橋体のひずみおよび波高とした。計測器配置の概略と実験の状況を図6－28，写真6－6および6－7に示す。

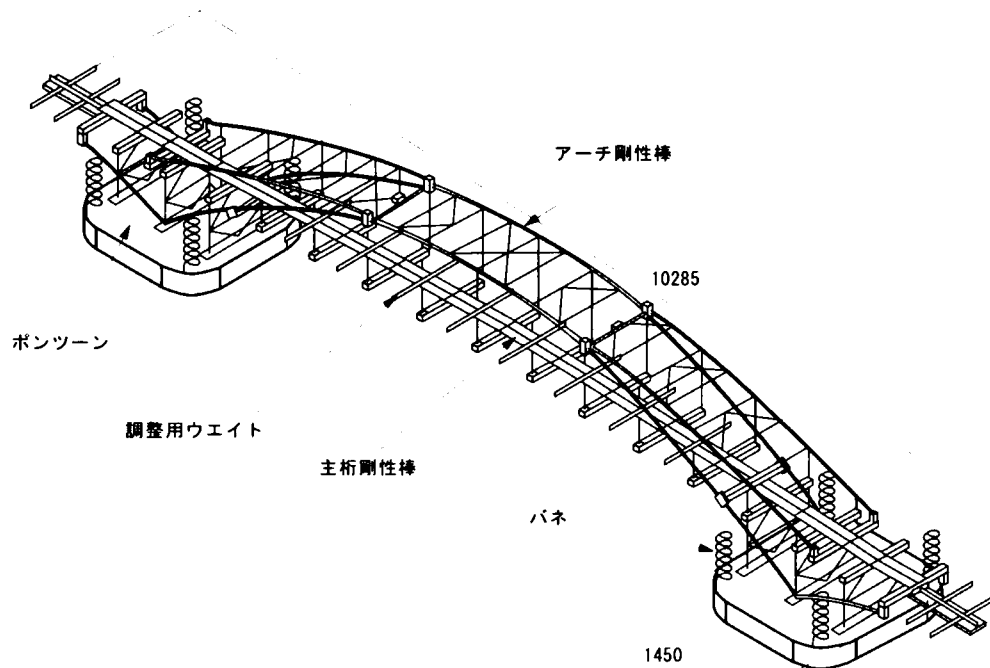


図6－27 模型Aの自由振動実験

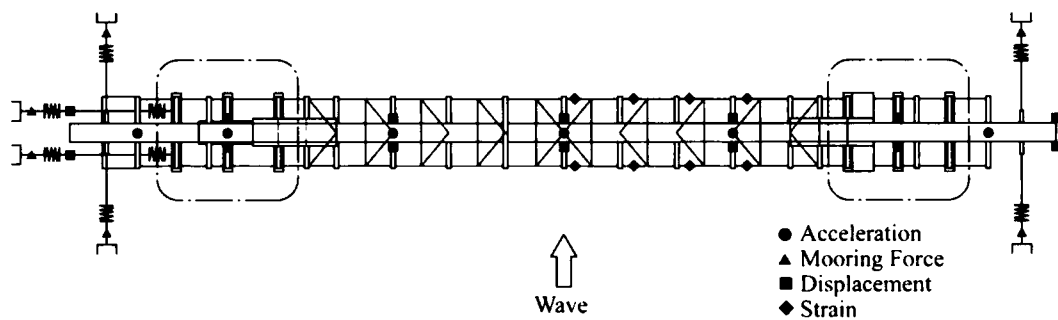


図6－28 計測器の配置



写真 6－6 弾性模型 A による水槽実験状況

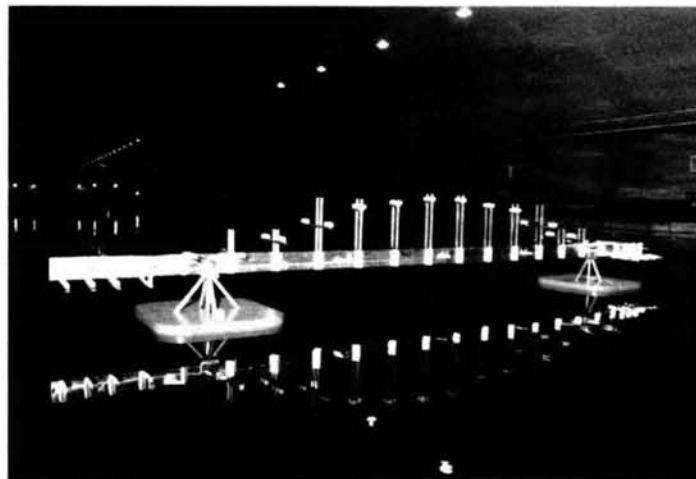


写真 6－7 弾性模型 B による水槽実験状況

6.4.4 実験結果と考察

模型確認自由振動試験の結果と数値解析から得られた固有振動数とモードを図 6－29 に示す。振動数およびモードから模型の相似性が確認された。

①応答特性確認実験

規則波中における計測結果からは、各応答の基本的な特性が把握されることから、まず、その結果について述べる。図 6－30 は、規則波による桁の変位応答を示したものである。この図では、横軸に橋体中央を 0.0 両端を ± 0.5 として測定点の位置を、縦軸に単位波の振幅当たりの変位振幅を波周期のパラメータとして示している。スウェイに関しては、橋全体のスウェイの固有周期に近い長周期で大きくなっているのに加え、図 6－29 に示した No.9 モードの水平曲げが卓越する固有周期に近い周期 5 秒の波によるものが大きくなっている。長周期になるにつれて橋全体の剛体運動としてのスウェイ振動が大きくなることにより、橋全体の水平方向曲げモードも出現し、中央部の変位が大きくなっている。

ヒープについては、中央部で小さく桁端部が最大となっている。これは橋の面内曲げ剛性が非常に大きいため、動揺が剛体運動に近く、ピッチ（pitch：橋軸面内回転）の影響があるためと考えられる。ロールについては波周期が長いほど変位は大きいが、橋のねじり剛性が大きいこと、および構造計画の段階でダブルアーチとして橋軸のねじり剛性の変化を少なくしたことから橋軸にほぼ一様となっている。

Mode No.	Number of Vibration (Hz)		$\frac{\text{Measured}}{\text{Calculated}}$	Logarithmic decrement
	Calculated	Measured		
4 (Roll)	0.948	0.97	1.023	—
5 (Heave)	1.174	1.21	1.031	—
6 (Pitch)	1.204	1.25	1.038	—
7 (Torsion)	2.985	2.85	0.955	0.010
8 (Vertical unsymmetric)	3.376	3.25	0.963	0.005
9 (Horizontal bend)	3.974	4.01	1.009	0.006
10 (Vertical symmetric bend)	4.444	4.24	0.954	0.020

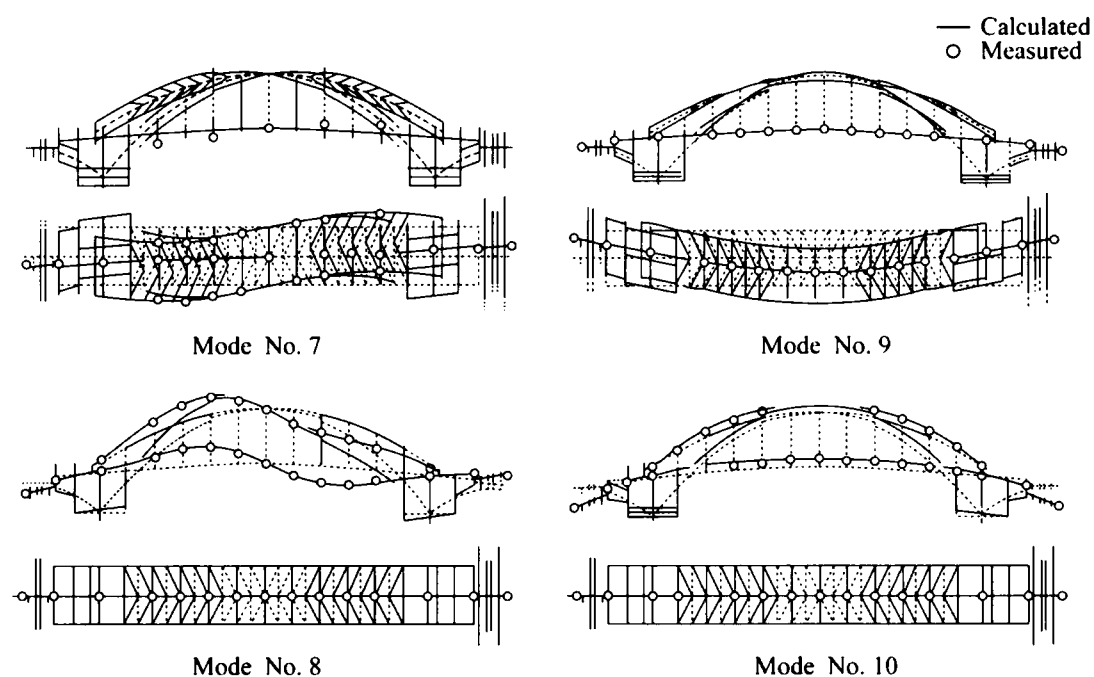


図 6-29 自由振動実験による固有振動数と代表的モード（模型 A）

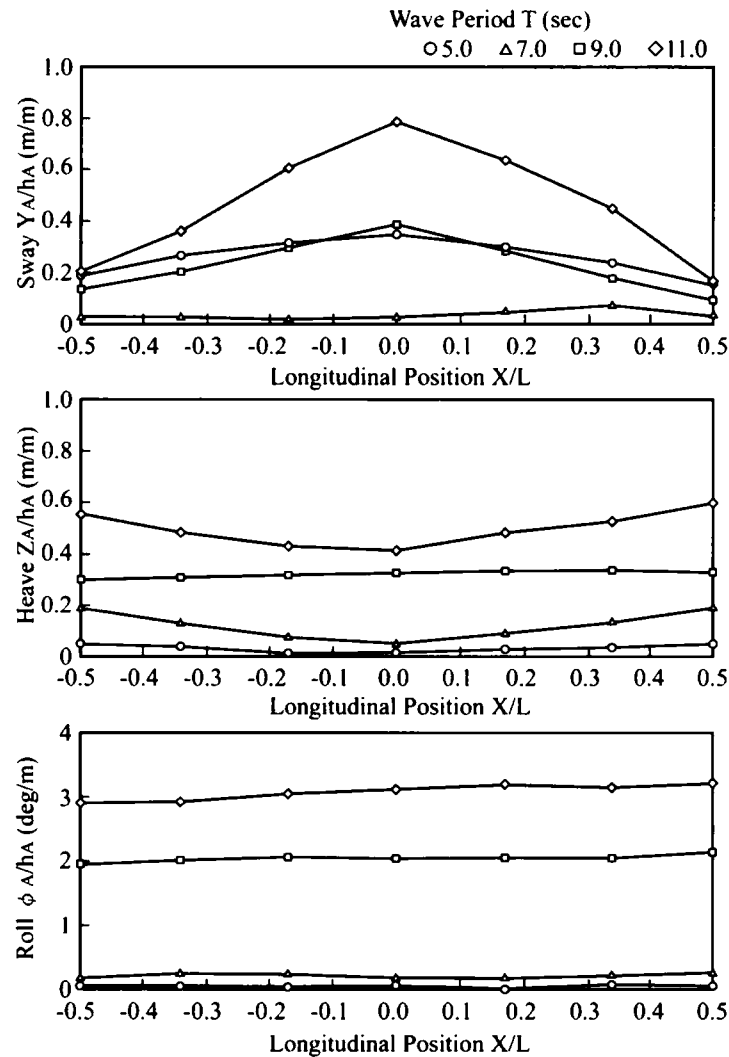


図 6-30 規則波による橋桁の応答変位

図 6-31 は、スウェイとヒープの加速度分布を示したものである。加速度計は、橋桁に固定されているため、加速度の計測値には橋体の剛体運動に基づく重力加速度の変化分も含まれている。左右および鉛直方向とも加速度分布の傾向は変位とほぼ同じであり、スウェイでは固有周期近傍の波周期に対して応答が大きくなっている。

図 6-32 には波浪中における橋体の動的変形量を評価するため、横軸に規則波の周期、縦軸に単位波振幅あたりの変形差（中央部変位－端部変位）を示した。面内曲げについてはその剛性が大きいことから波浪による付加変形がほとんどないと言える。面外曲げについては変位と同じ傾向である。ただ、ねじりについては、面外曲げと動揺に波周期が長くなるにつれて変形が大きくなるねじりモードの固有周期近傍で大きな変形を示している。

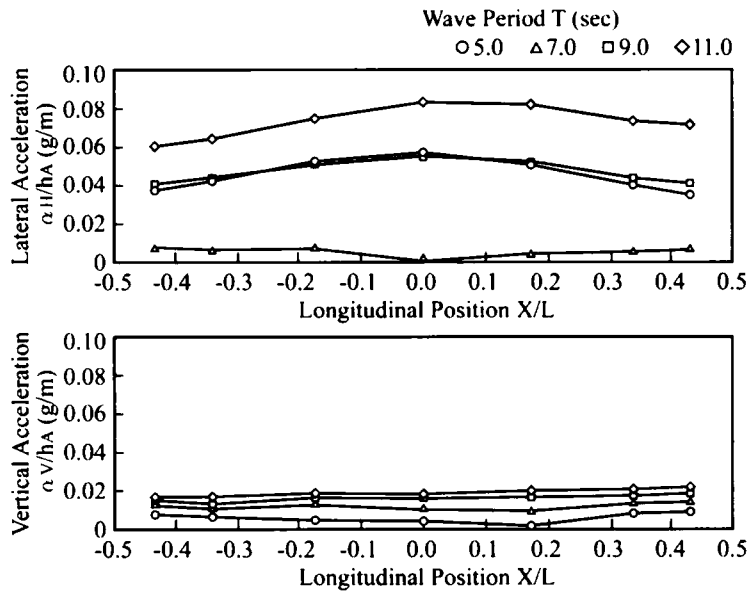


図 6-31 規則波による水平・鉛直方向の加速度分布

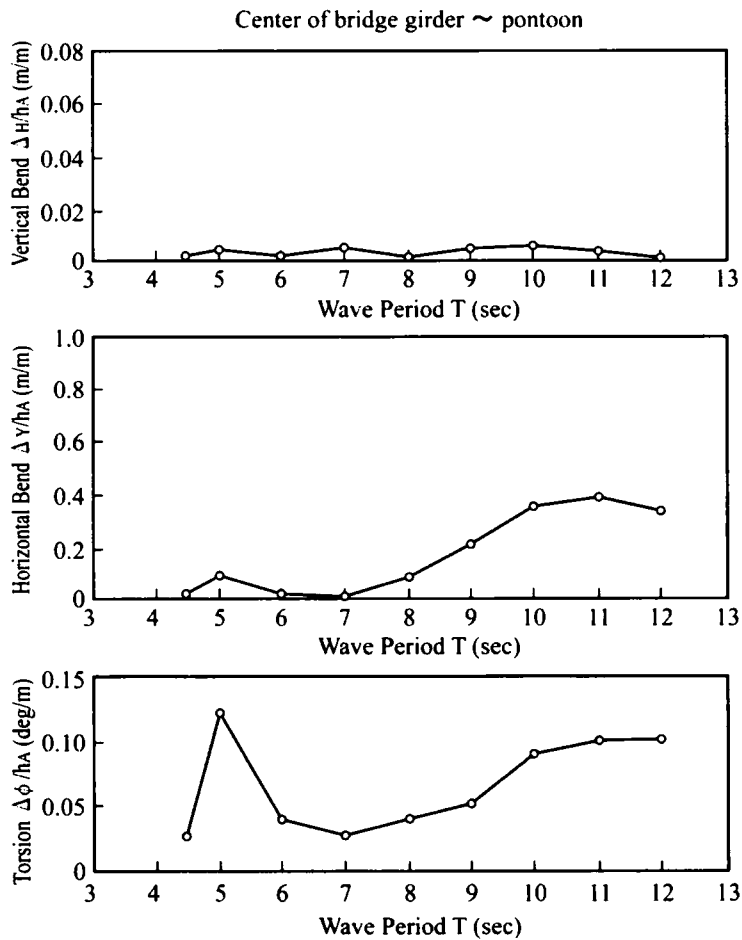


図 6-32 規則波中の橋桁の応答変形

つぎに不規則波中の実験結果として、変位分布、加速度分布、有義波周期と応答変形をそれぞれ図6-33, 34, 35に示す。いずれの結果も波周期が長くなるにつれて応答量が大きくなるが、振動モードの固有周期近傍で急激に応答が大きくなる特徴は消えている。表6-9に設計波（有義波高 1.4m, 有義周期 7.7 秒）に対する実験値から求めた応答変位および変形の期待値を示す。

規則波、不規則波による実験結果から波浪中の浮体橋の弾性応答特性は、数値的には小さく、また予測していなかったような特異な現象も見られなかった。

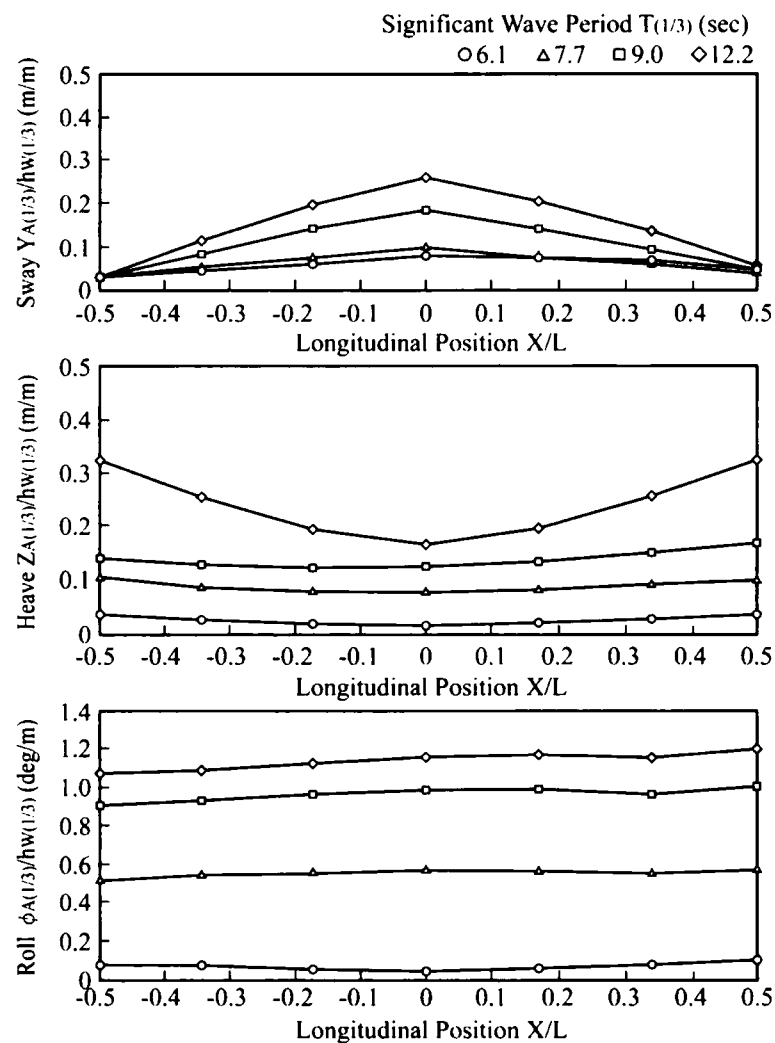


図6-33 不規則波による橋桁の応答変位

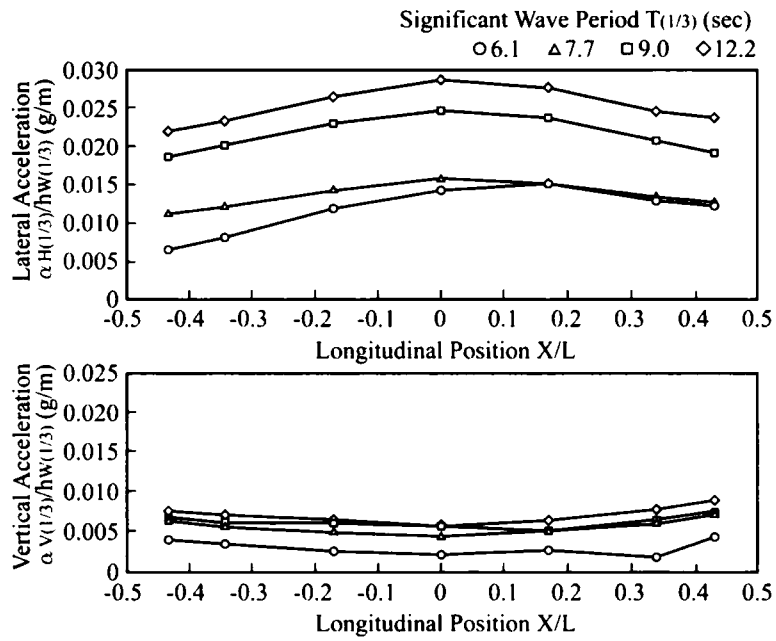


図 6-34 不規則波による水平・鉛直方向の加速度分布

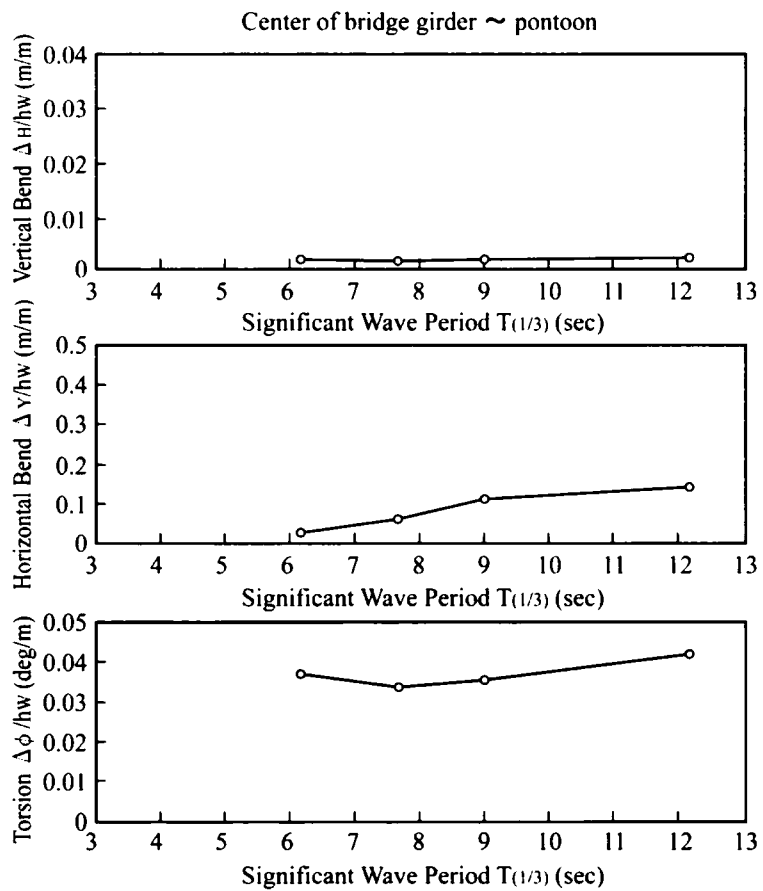


図 6-35 不規則波中の橋桁の応答変形

表 6－9 応答期待値

応 答	有義値	1/1000最大期待値
左右変位(橋桁中央部)	0.28m	0.54m
上下変位(橋桁中央部)	0.24m	0.46m
回転角(橋桁中央部)	0.81°	1.57°
左右加速度(橋桁中央部)	0.022g	0.043g
上下加速度(橋桁中央部)	0.006g	0.011g
面内曲げ変形	0.00m	0.01m
面外曲げ変形	0.08m	0.16m
振 り 変 形	0.05°	0.09°

②解析法検証実験

まず、自由減衰実験について述べる。この実験から得られた横揺自由減衰波形から求めた横揺減衰定数は、 $h = 0.1892$ となった。一方、この供試模型についてポンツーンに対する造波減衰の大きさを変更した複素固有値解析を実施した。計算としてはポンツーン横揺減衰力の特異点分布法により求めた造波減衰力を用いた場合と、造波減衰力を 1.5 倍にした場合の 2 ケースについて実施した。その結果、それぞれのケースでの横揺減衰定数はつぎのように求められた。

造波減衰力× 1.0 のとき $h = 0.067$

造波減衰力× 1.5 のとき $h = 0.166$

水の粘性減衰として自由減衰実験の結果から造波減衰で求められる減衰定数を 1.5 倍とすると若干小さめながら実際に近い減衰の値を与えることになる。

模型 B を用いた波浪中弾性応答実験の結果とシミュレーション解析の減衰定数を変化させてその比較を行った。図 6－36 は、ロールについて横軸に入力波周期、縦軸に単位波高あたりの変位を示したものである。実験値として橋体中心と両端部の変位をプロットし、解析値としてはポンツーンの横揺造波減衰力の特異点分布法で求めた値を用いたものを上段に、中段および下段にはその値を 1.5 倍、2.0 倍とした結果を示している。これからも分かるように動揺実験においても減衰力を造波減衰× 1.5 とした場合の解析結果が良い一致を示していることから、設計において用いるシミュレーションについては、特異点分布法で計算で得られたロールに対する造波減衰力に対して粘性減衰相当を加算して解析値の 1.5 倍を減衰定数として採用することとした。

図 6－37 に規則波中における橋体の応答変位と解析値の比較を示す。ここでは橋体中央および両端部の単位振幅あたりのスウェイ、ヒープおよびロールを波周期の関数として示している。計算値と実験値を比較すると全体的に両者は一致していると言えるが、長周期領域においてヒープにおいて差異が大きくなっている。

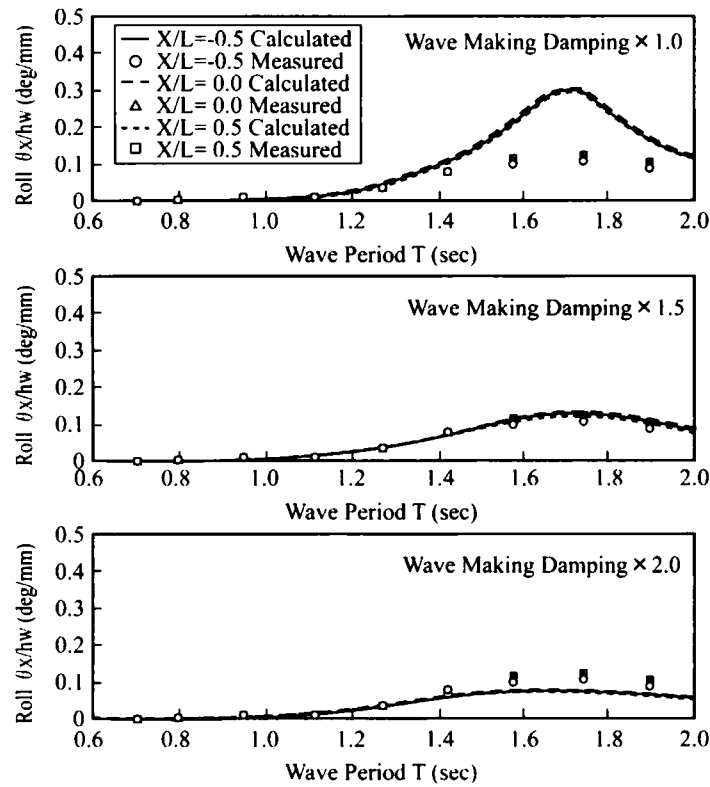


図 6-36 ロール変形の解析値と実験値の比較

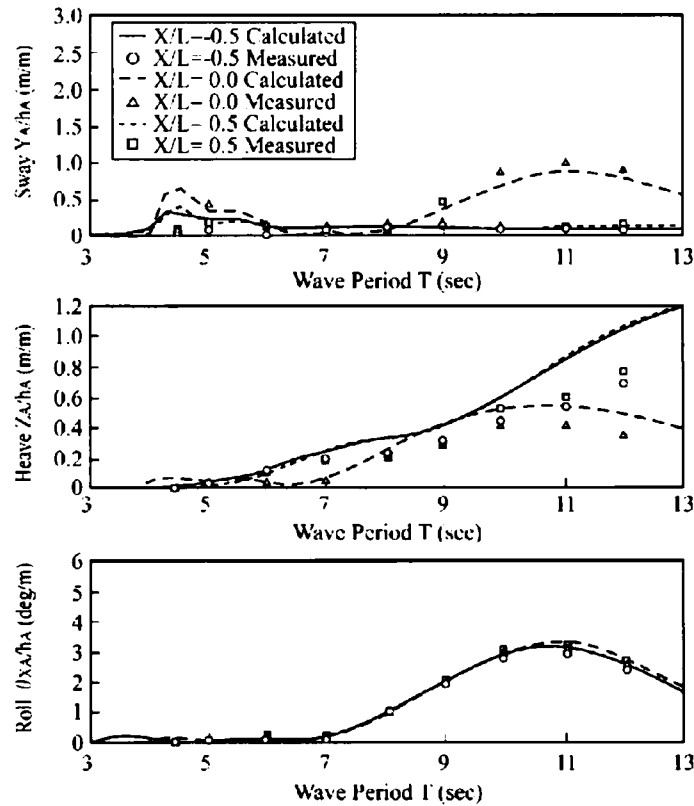


図 6-37 規則波中の応答変位についての解析値と実験値の比較

図6-38には不規則波中の橋体応答変位の実験値と解析値を比較したものである。ここでは単位有義波高あたりの各応答振幅の有義値を有義周期の関数として示している。解析値は橋体変位の応答関数と不規則波の波スペクトルから線形重ね合わせの原理に基づくエネルギースペクトル法により求めた値である。解析値と実験値はよく合っていると言える。また、波周期による差は、規則波に比べて小さくなっている。

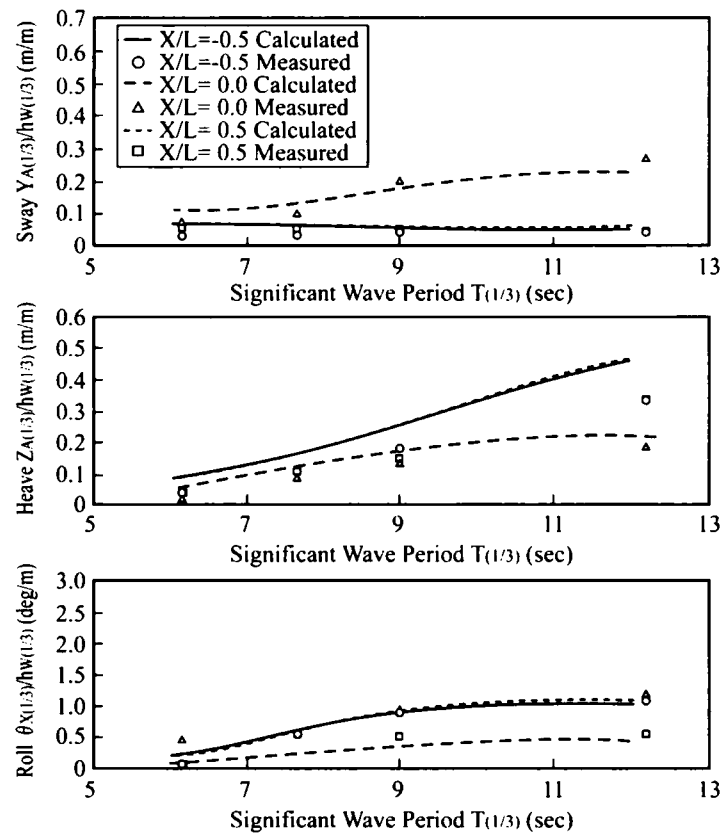


図6-38 不規則波中の応答変位についての解析値と実験の比較

同様に図 6 - 39, 40 には規則波中と不規則波中の橋桁の応答加速度, 図 6 - 41 には規則波中の橋桁の変形について, それぞれ実験値と解析値の比較を行っている。これらの図から解析値と実験値はほぼ良好な一致をしていると言える。このようなことから波浪中弾性応答シミュレーションが実用に関して十分な精度を有していることが確認された。

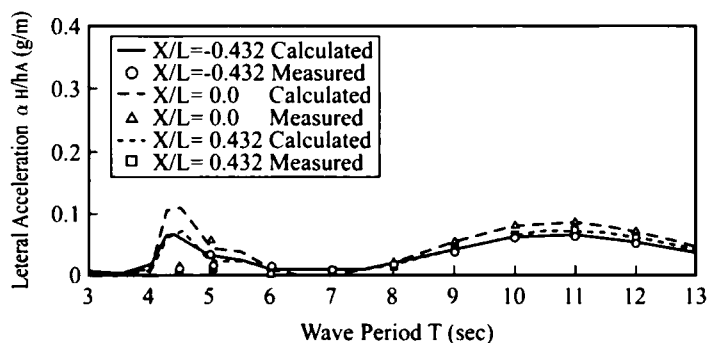


図 6 - 39 規則波中の応答加速度の解析値と実験値の比較

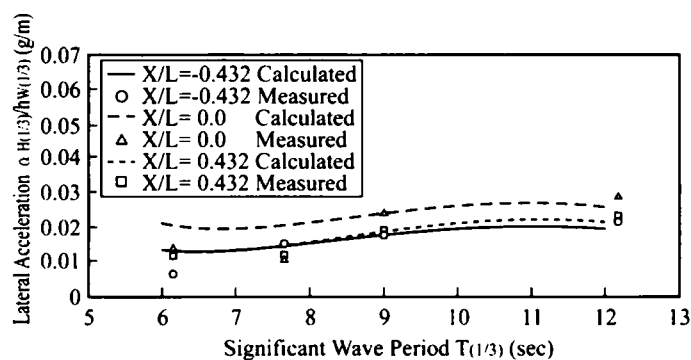


図 6 - 40 不規則波中の応答加速度の解析値と実験値の比較

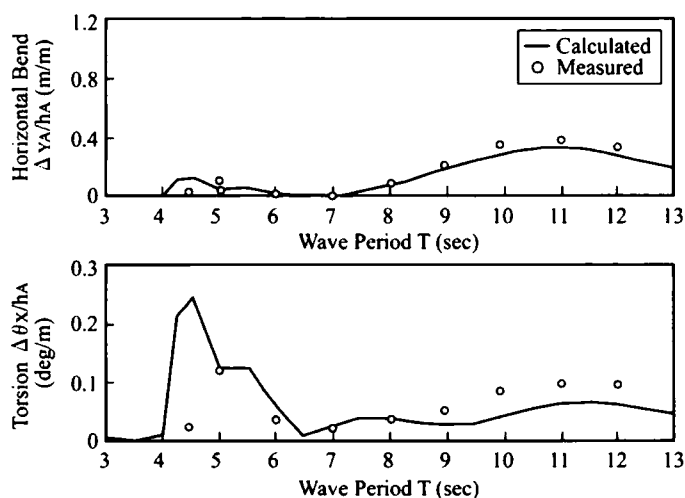


図 6 - 41 規則波中の橋桁の変形についての解析値と実験値

6. 5 大型水槽実験Ⅲ（旋回想定モデル）^{21) , 22)}

6.5.1 実験目的

本実験は夢洲・舞洲連絡橋が旋回式浮体橋であることから、その旋回時における波浪による動揺の把握と浮体橋から旋回中心に作用する力を設計に反映する必要がある。そこで動揺解析により浮体橋の旋回中における動揺量および支点に対する作用力を求めるとともに、これらを検証するため模型実験を実施した。実験の目的を以下に要約する。

- ①浮体橋の旋回および仮係留時における回転ピン機構の機能を確認する。
- ②回転ピンの軸受け台車のバネ特性および軸受け部のクリアランスの設計値を確認する。
- ③回転ピン装置に作用する設計荷重を確認する。
- ④浮体橋の旋回を行うタグボートの必要推力を設定するためのデータを得る。
- ⑤開閉作業における運用のためのデータを取得する。

一般の浮体橋では一点で支持されるような状況は発生しないが、浮体橋の可能性の一つとして可動橋や仮設橋など移動の容易さが挙げられることから、本実験結果はその作業時検討の参考にもなると考えられる。

6.5.2 実験装置

実験水槽は、長さ 100m、幅 5m、深さ 2.15m の水路に架設地点の水深（水深 11.7m）に対応する架台を設置した。模型については表 6－10 に示す諸元の剛体模型を用いた。模型と回転機構の配置を図 6－42 に示す。風荷重の載荷についても実験Ⅰと同じくアクチュエーターにより変動風を再現した。定常風についてはワイヤーに一定張力を与えて再現した。ただし、変動風については旋回を行いながら所定の風荷重を模型に作用させることは実験的に難しく、代表的な旋回角において模型を停止させ測定を行った。旋回実験の全体配置を図 6－43 に示す。

表 6－10 水槽実験Ⅲ模型の諸元

諸 元		実 機	模 型
ボンツーン長さ	(m)	58.00	0.725
ボンツーン高さ	(m)	8.00	0.100
ボンツーン中心間隔	(m)	280.00	3.500
橋体長	(m)	410.00	5.125
橋体幅	(m)	38.80	0.250
喫水	(m)	4.18	0.052
排水量	(ton,kg)	27,408.00	52.226
重心高さ	(m)	25.81	0.322
GM _T	(m)	38.31	0.479
GM _L	(m)	4,723.00	59.040
慣動半径（ロール方向）	(m)	20.74	0.259
慣動半径（ピッチ方向）	(m)	133.13	1.664
慣動半径（ヨー方向）	(m)	132.63	1.658

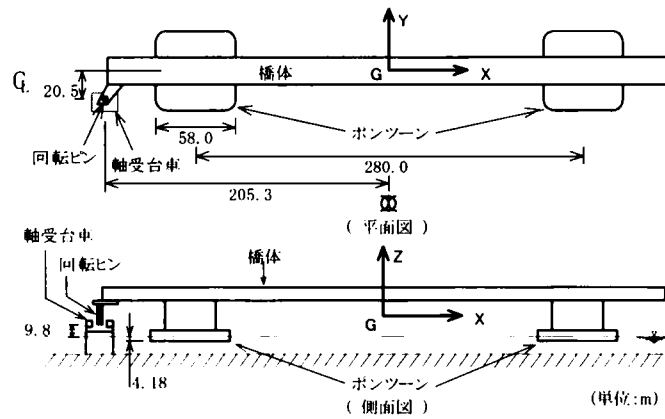


図 6-42 旋回模型の概略図

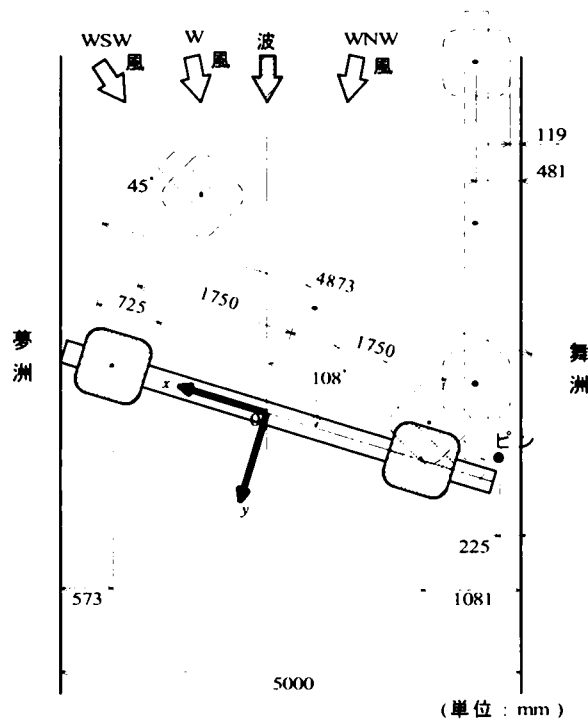


図 6-43 水槽実験Ⅲの全体配置

また、旋回中心となる回転ピン、軸受け台車模型と測定機器の配置を図 6-44 および写真 6-8 に示す。台車模型の材料は、ステンレスで 2 分力計を介して浮体橋模型に取り付けた。回転ピン模型の上端には浮体橋の旋回角計測するためのポテンショメータを取り付けた。回転ピン模型の下部には、回転ピンと軸受け台車との相対距離を計測するためのアルミ製の円環が取り付けられており、軸受け台車に取り付けられた 4 台のレーザ式変位計により、円環の 4 ケ所で上下変位量を計測し、この変位量から回転ピンの上下、ロールおよびピッチ変位量を求めた。

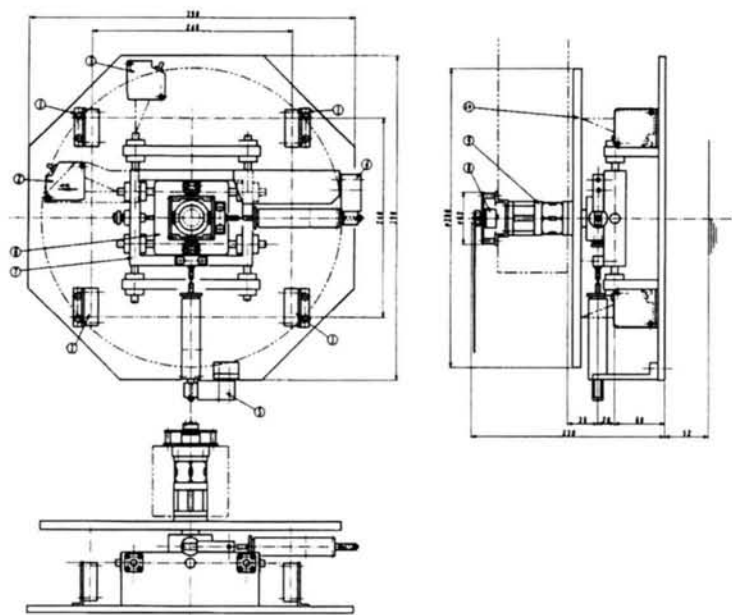


図 6-44 旋回装置模型と測定機器



写真 6-8 回転ピンと軸受け台車

軸受け台車の軸受け部にはピンとの間にクリアランス δ を設けていることから、水平座標 X および Y 方向の各変位に対して図 6-45 に示すような非線形の反力特性を有する構造となっている。模型では、X および Y 方向に独立移動する台車に土方向 1 個ずつ、計 4 個のコイルスプリングを取付け、軸受け台車の初期反力およびバネ強さが実機と相似となるようスプリングを調整した。このコイルスプリングは、軸受け台車の反力を計測するためにロードセルを介して架台に固定した。また、X および Y 方向の変位を計測するためにそれぞれレーザ変位計が取り付けられている。

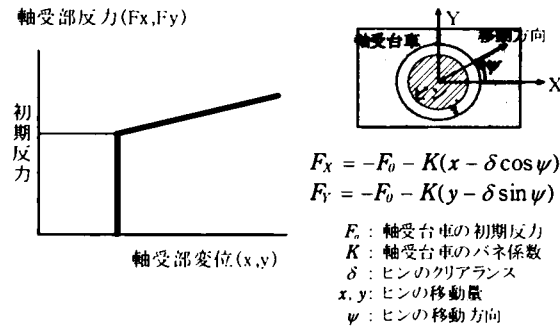


図 6-45 軸受け台車の力学特性

6.5.3 実験内容

実験はつぎに示す 2 種類である。

① 旋回実験

風および波浪の中で実橋と同様にタグボートにより浮体橋を旋回させ、回転ピンおよび軸受け台車が所定の回転機能を有することを確認すると共に、旋回角に対して回転ピンに作用する荷重を計測した。風は、定常風とし、ウェイトを懸下したワイヤーで浮体橋を引っ張ることにより、旋回角に応じて変化する定常力を与えた。ここで風のガスト率は 1.33 とした。浮体橋の旋回速度は、実機の作業である約 5° / 分 (タグ速度約 1 kn) に対応する速度とした。実験の概略平面図を図 6-46 に示す。

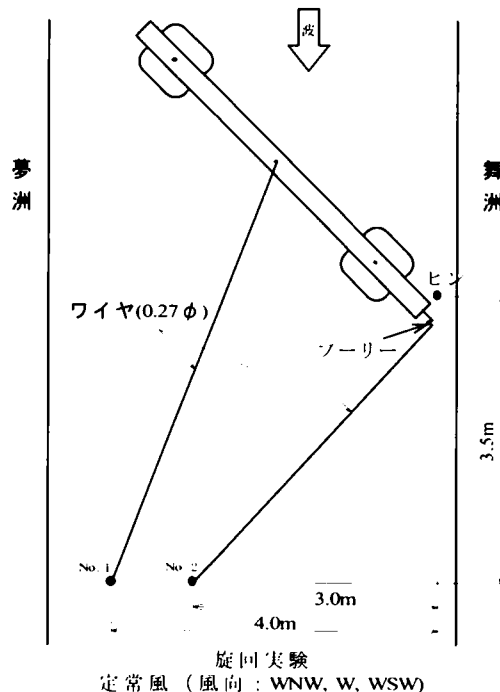


図 6-46 旋回実験の概略平面図

②荷重計測実験

回転ピンおよび軸受け台車に作用する荷重を評価するために、タグボートにより浮体橋をほぼ一定の旋回角に保った状態で風および波を作用させて、回転ピンや軸受け台車に作用する荷重およびそれらの変位を計測した。風は、変動風とし、風による変動風圧力はアクチュエーターにより浮体橋に作用させた。実験の概略平面図を図6-47に示す。

風および波浪の変動特性については、実験ⅠおよびⅡと同じく、日野スペクトルおよびブレードシュナイダー光易スペクトルを用いた不規則量とした。実験における風および波の条件を表6-11にまとめた。また、実験の状況を写真6-9に示す。

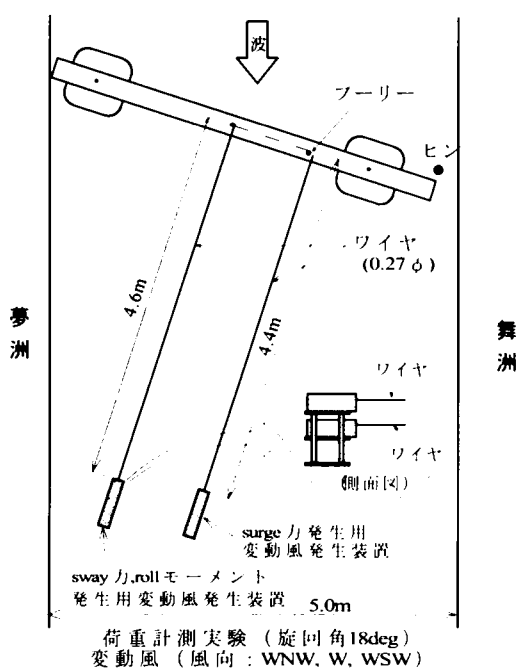


図6-47 荷重計測実験概略平面図

表6-11 旋回試験における風、波の条件

風	風 速 V_{10} (m/s)		15				定常風、 変動風
	風 向		WSW, W, WNW				
波	不規則波	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	0.83	0.89	0.86	1.53	入射方向： 水路に平行
		有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	5.69	6.28	7.00	6.97	
	規則波	波 高 H (m)	0.95	0.90	0.84	1.61	
		波周期 T (s)	4.92	5.81	7.16	5.81	

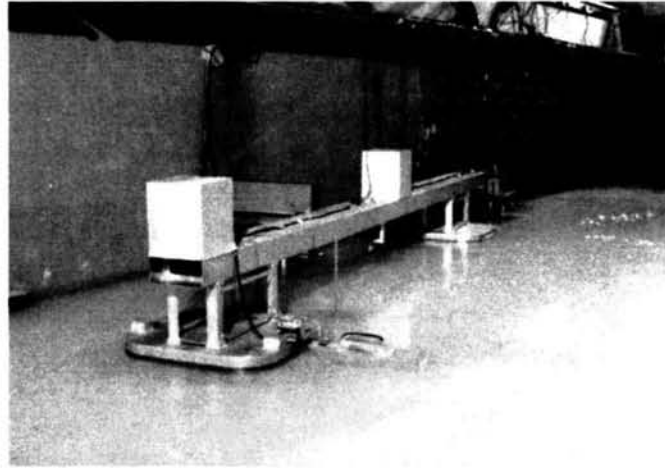


写真 6－9 旋回実験状況

6.5.4 実験結果と考察

①旋回実験

図 6－48 に風荷重が作用しない場合の不規則波中の時刻歴応答を示す。ここで横軸に時間から旋回角に変換し、応答の関係を示している。また、旋回角は、水路に直交する方向を 0° とし、数値はすべて実機換算値で示した。これらの数値のなかでロールおよびピッチ変位量は回転ピン位置での計測値であるが、剛体模型であるので浮体橋全体のロールおよびピッチを示すものである。

図 6－48 から以下のことが言える。

- ・ロール、ピッチおよび軸受け台車の応答変位は、非常に小さい。
- ・回転ピンのヒープ（上下方向動揺）は、100mm 以下である。
- ・ロール、ヒープの変動周期は、10 秒以上でそれぞれの浮体橋の固有周期に近い。
- ・回転ピンに作用する荷重は、旋回後半部分で大きくなっている。

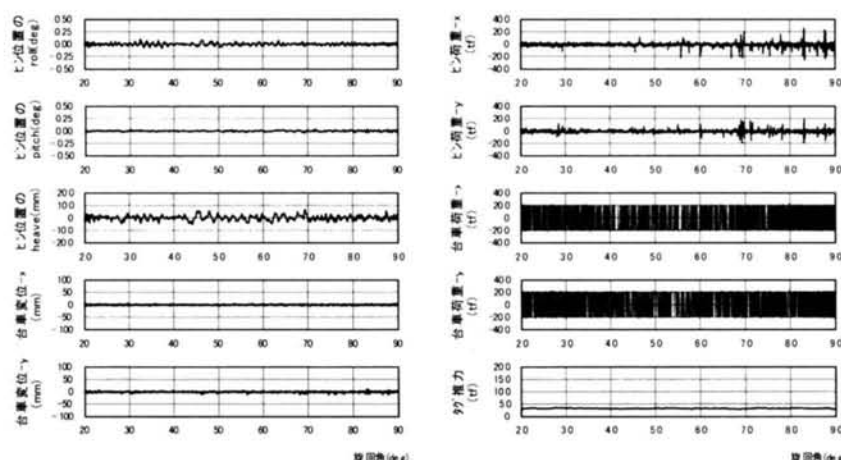


図 6－48 風荷重が作用しない時の不規則波中の各時刻歴応答

図6－49に定常風が作用した場合の不規則波中の時刻歴応答を示す。

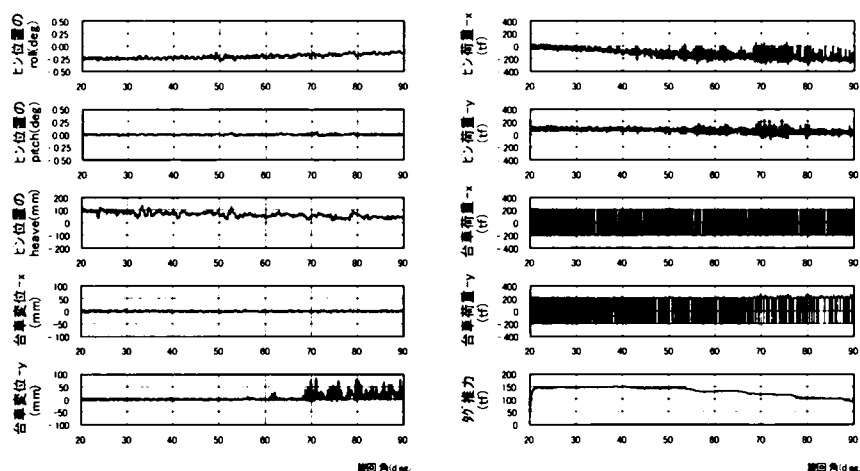


図6－49 定常風が作用した時の不規則波中の各時刻歴応答

この図から以下のことが言える。

- ・図6－48の風がない場合に比べて、ロールおよびヒープ応答変位が旋回初期からなだらかに変化している。これは、風による定常力に釣り合う位置まで浮体橋がロール運動するためである。また、回転ピンが浮体橋中心位置から偏心しているため、このロール運動に伴ってヒープも発生する。ピッチについては、浮体橋の復元力が大きいことからほとんど変化が見られない。
- ・Y方向（通常状態の橋軸直角方向）の台車変位が旋回角約70°以上となる旋回後半で顕著に変動している。これは、旋回前半では浮体橋に作用する風圧力は、タグボートによっても支持されているが、旋回角が増加してくると、風圧力の作用方向の関係からタグボートの支える割合が小さくなり、ほとんどの力が回転ピンによって支えられるためと考えられる。

規則波の実験でも同じような傾向が見られたが、旋回実験の時系列データから、各応答の最大値のうち台車荷重とピン荷重および橋体の変位（ロールおよびピッチ）とピンの上下動について図6－50および図6－51にそれぞれ整理した。図6－50のなかで実線で示しているのは動揺シミュレーションで求めた時系列の応答最大値を1.5倍した設計基準値である。図6－50から、台車とピン荷重に関しては実験と解析値は最大値に関して良好一致をしており、回転ピン荷重が約350tf、台車荷重が約300tfとなっている。また、図6－51から橋体の変位と回転ピンの上下変位については、ロール変位に対してピンの変位量が増加する傾向にあり、ピッチに対してはあまり影響がないことが分かる。

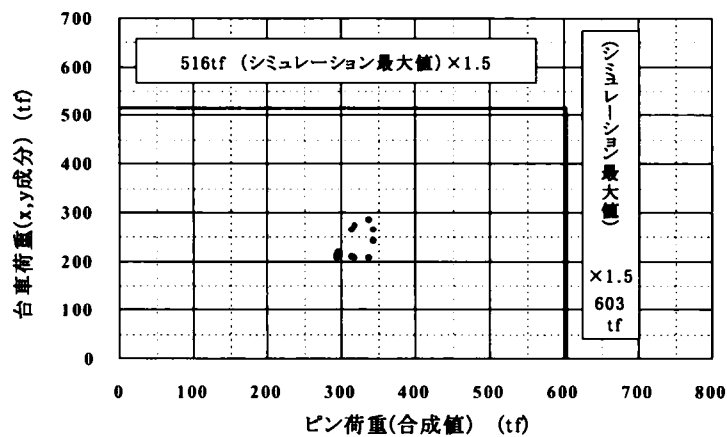


図 6-50 旋回実験におけるピンと台車に作用する荷重

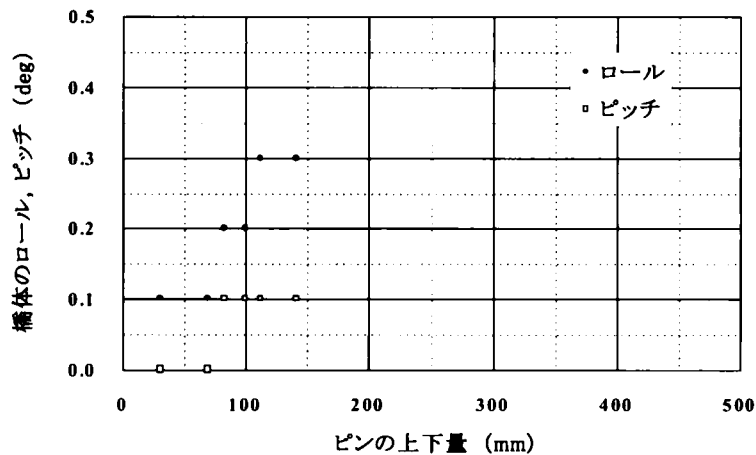


図 6-51 旋回実験における橋体変位とピンの変位

図 6-52 に規則波中におけるピンおよび台車の応答変位の最大値と波周期の関係を示す。旋回時には、浮体橋の旋回角が時間的に変化するため、浮体橋の応答は定常とは言えないが、波周期とピンおよび台車の応答とは非常に関連があり、波周期が大きくなるにつれてピンと台車の応答変位が大きくなる。これは浮体橋の剛体としての固有周期が約 11 秒であり、波周期がこれに近づくため浮体橋の応答が大きくなるためと考えられる。

②荷重計測実験

この実験では、浮体橋を 18° 、 45° および 79° の一定角に保った状態で不規則な風荷重を作用させるとともに、波浪については不規則波の有義周期を変化させて、回転ピンおよび軸受け台車の荷重を測定した。

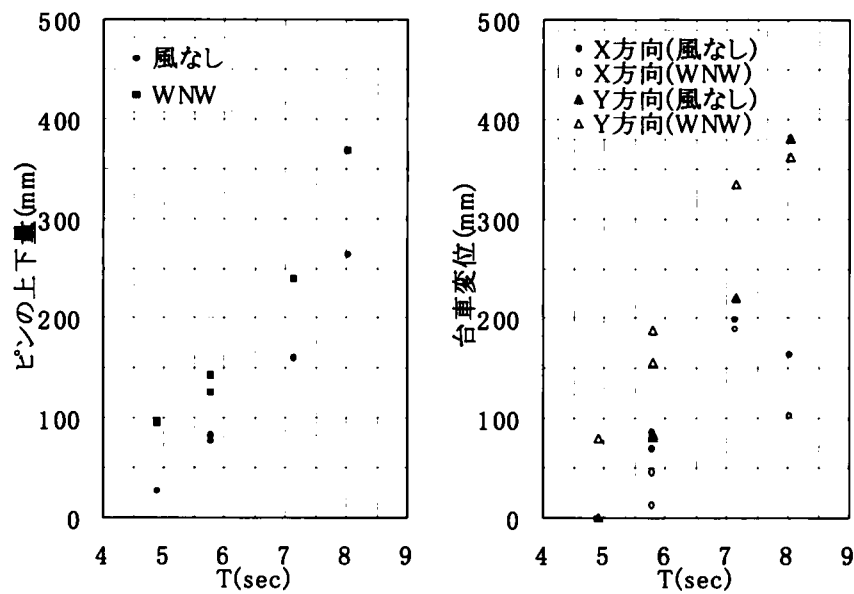


図 6-52 波周期とピンおよび台車の応答変位

図 6-53 に旋回角，風向，有義周期を変化させた場合の回転ピンと軸受け台車の最大荷重の最大値をプロットした。図中の実線は，動揺シミュレーションによる最大応答値の 1.5 倍の値であり，それぞれの設計において規定した値である。これから周期が 7.0 秒となると応答値は大きくなるが，規定値を超えることは無いことが分かった。

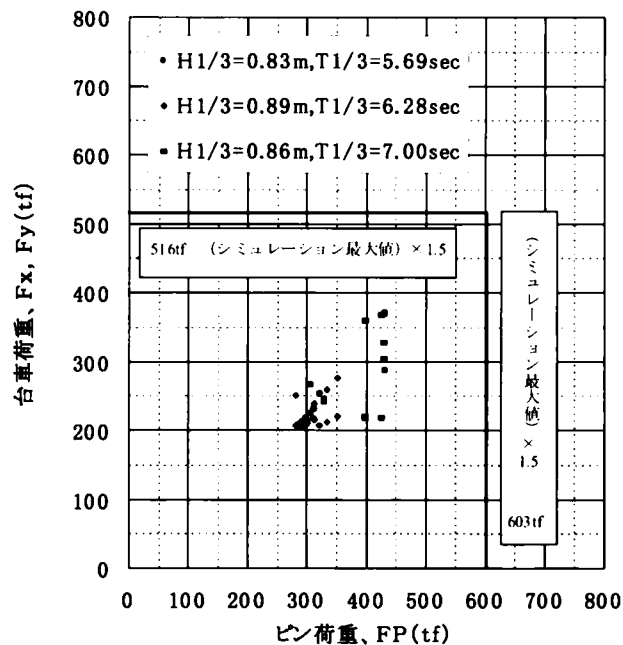


図 6-53 実験各ケースの最大荷重

③シミュレーション結果との比較

不規則波中の台車および回転ピンの荷重についての計算値と実験値を図6-54に比較した。上の2つは、それぞれ台車荷重のX方向とY方向の最大応答荷重値、下は回転ピンのそれを示している。これらから動揺シミュレーション結果と実験値は良い一致をしていると言える。また、計算値が実験値より若干大きい数値を示していることから動揺シミュレーションが安全側の評価を与えるものであり、設計にはこのシミュレーションにより軸受け台車および回転ピンの安全性が評価できることが分かった。

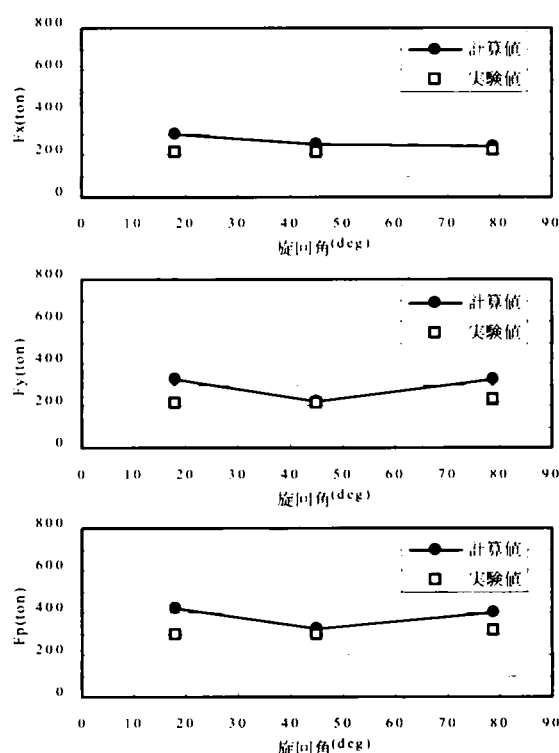


図6-54 台車荷重およびピン荷重の解析値と実験値の比較

6. 6 ハイブリッドシミュレーション^{23), 24), 25)}

6.6.1 解析目的

浮体橋の設計において、その動きを把握するために動揺シミュレーションの開発を行い、その妥当性を大型水槽実験により検証したが、これらの解析および実験では様々な仮定の下でモデル化がなされている。とくに夢洲・舞洲連絡橋ではゴムフェンダーによって浮体橋を横支持することとしており、この部位のモデル化は浮体橋の応答に密接に関係する。

この部分のモデル化にあたっては、第5章に示したゴムフェンダーの各種試験結果の軸

圧縮変位とそこに至る変形履歴を参考に一意的に歪－反力特性を設定している。しかし、実際のこの部位の挙動を考えると、浮体橋の運動によってゴムフェンダーには圧縮変形だけでなく、同時にせん断変形や圧縮板の傾斜がある。また、ゴムフェンダー試験から繰り返し回数によりフェンダーの力学特性が変化する。さらにゴムフェンダーと反力壁には100mmの遊間が設定されており、構造が不連続となる非線形性も考えられる。これらの影響をすべて加味した数値解析や実験は、非常に難しいことから、動揺シミュレーションとゴムフェンダーの挙動試験を組み合わせたハイブリッドシミュレーションを実施した。

実際のフェンダーの挙動・性能をほぼ現実的な形で再現できる手法として、小田らはハイブリッドシミュレーションを開発している。^{26), 27)}これは、二次元浮体の運動を対象とし、浮体動揺のシミュレーションを行いながら、同時に3軸圧縮試験機によりフェンダー模型の圧縮試験を実施し、フェンダー反力をリアルタイムでシミュレーション計算にフィードバックしていく方法である。本研究ではこの手法を導入し、このハイブリッドシミュレーションの結果とゴムフェンダーの力学特性を一意的に仮定した動揺シミュレーションの結果を比較することにより、この部位のモデル化が妥当であるかを検証するものである。

6.6.2 ハイブリッドシミュレーション手法

ハイブリッドシミュレーションに用いる係留シミュレータの概要を図6－55に示す。この図の上方にあるように、風および波の外力を浮体橋が受けて運動するが、反力壁に取り付けられたゴムフェンダーにより浮体の横支持が行われ、フェンダーの変形と反力の反力壁への伝達が行われる。この場合、二次元浮体の係留とし、外力としては浮体に直角に沖側より入射する波と風を対象とした。この図の下方にはシステムの概略を示している。

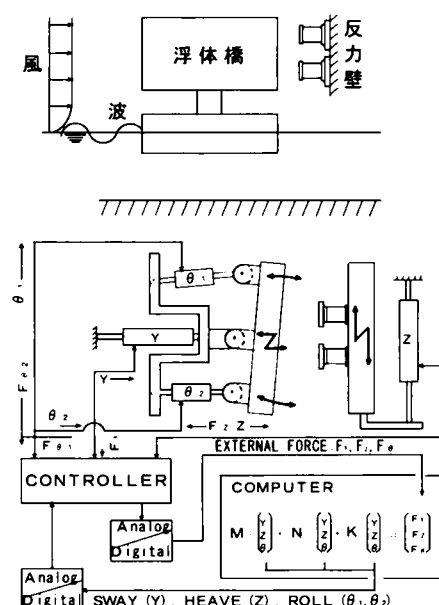


図6－55 ハイブリッドシミュレーターの概要

ここでは波と風による外力をあらかじめ計算しておき、その時系列を外力テーブルとしてコンピュータに蓄えておく。シミュレータが起動すると3軸圧縮試験機が外力テーブルを読み込んで動き始め、試験機がフェンダーを圧縮することにより生じる反力を計測し、A/D変換してコンピュータに取り込み、浮体重心回りの力に変換する。この反力と風および波による外力を加えあわせて、式6-1に示す浮体の運動方程式を解く。ここでの右辺の外力項について運動方程式の解から浮体重心の変位を求め、この値を各アクチュエータの変位に変換し、A/D変換を行って圧縮試験機に指令信号として出力する。これにより試験機が移動し、新たな反力がフェンダーから発生する。

上記の手順の繰り返しを短時間で行うことにより、あたかも浮体が波および風の中で動揺しているような状態を再現するものである。

6.6.3 試験および計算方法

本シミュレーションで用いた3軸圧縮試験機の仕様を表6-12に示す。この試験機では軸圧縮（Y方向）、せん断（Z方向）および回転（ θ 軸）の変位を与えることができる。

表6-12 ハイブリッドシミュレーションに用いた3軸圧縮試験機の仕様

静的最大加振力	Y軸	$\pm 5300\text{kgf}$
	Z軸	$\pm 5300\text{kgf}$
	θ 軸	$\pm 5300\text{kgf}$
動的最大加振力	Y軸	$\pm 4000\text{kgf}$
	Z軸	$\pm 4000\text{kgf}$
	θ 軸	$\pm 4000\text{kgf}$
最大加速度	Y軸	$\pm 2.3\text{G} \times 980\text{cm/sec}^2$
	Z軸	$\pm 2.3\text{G} \times 980\text{cm/sec}^2$
	θ 軸	$\pm 0.94\text{G} \times 980\text{cm/sec}^2$
最大速度	Y軸	41.4cm/sec.
	Z軸	42.6cm/sec.
	θ 軸	27.5cm/sec.
最大ストローク	Y軸	$\pm 125\text{mm}$
	Z軸	$\pm 300\text{mm}$
	θ 軸	$\pm 35\text{deg.}$

ハイブリッドシミュレーションでは、図6-56に示すように設定された浮体橋の設計条件に対応させて、外力条件を表6-13のように設定した。（ここでの数値は、夢洲・舞洲連絡橋の検討段階での設計風速であり、第2章で示した自然条件と異なった数値となっている。）また、フェンダーモデルは、実機がSUC2500RHであることから、それと同配合のゴム材料を用い、形状としては縮尺 $S = 1/12.5$ の相似形のSUC200RHを2個使用した。

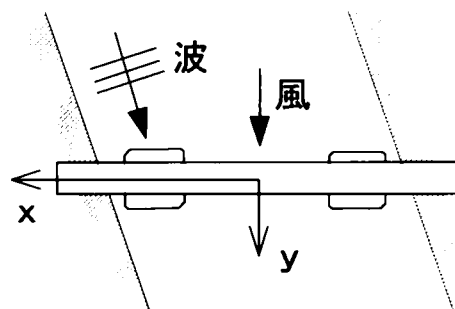


図 6-56 対象浮体橋の想定

表 6-13 ハイブリッドシミュレーションの風、波の条件

	外力条件 1	外力条件 2
風	$U_{10}=43\text{m/sec}$ 橋軸直角方向	$U_{10}=50\text{m/sec.}$ 橋軸直角方向
波	$H_{1/3}=1.4\text{m}$ $T_{1/3}=7.7\text{sec.}$ 水路平行方向	$H_{1/3}=1.4\text{m}$ $T_{1/3}=7.7\text{sec}$ 水路平行方向

実験では 30 分×6 回の連続 3 時間実験を行い、以下の項目について計測を行った。

- ①動揺量、フェンダーの変位量と反力
- ②試験前および 3 時間試験終了直後のフェンダーの歪み－反力特性曲線
- ③試験開始後、30 分毎のフェンダーの表面温度。

ハイブリッドシミュレーションの試験状況を写真 6-10 に示す。解析方法については対象となる浮体橋は、3 次元の運動を行うことから 2 節で述べた動揺シミュレーションは、6 自由度をもつ。しかし、ハイブリッドシミュレーションは、2 次元実験であるため、動揺シミュレーションの外力については、風は橋軸直角、波は水路方向に平行とそれぞれの方方向性を限定し、その外乱により橋体に働く力のうちスウェイ、ヒープ、ロールの外力の時系列のみを与え、他のモードの外力項を零として計算を行った。

今回の数値シミュレーションでは基本運動方程式をルンゲ・クッタ法を用いて解いた。外力の特性としては、風はダavenportスペクトル、波はブレットシュナイダー－光易スペクトルによった。また、付加質量係数、造波減衰力係数等の周波数依存性をもつ流体力係数は、数値シミュレーションで得られた各モードの動揺時系列を統計処理し、動揺の平均周波数での係数値を用いて再びシミュレーション計算を実施するという手順を繰り返して収束値を求めた。

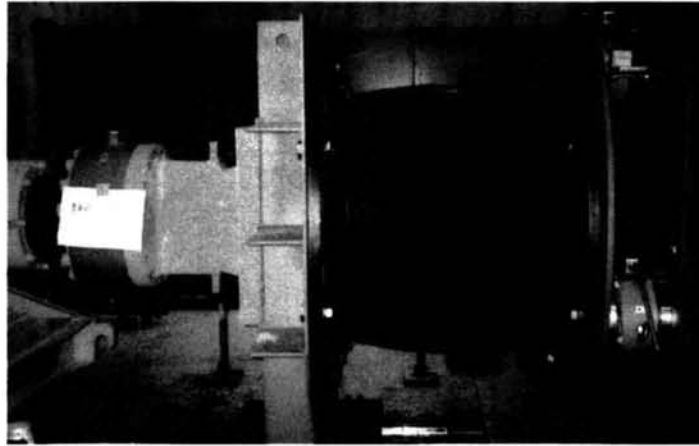


写真 6-10 ハイブリッドシミュレーションにおけるゴムフェンダーの3軸圧縮状況

フェンダー材料は、ゴムの配合により歪み-反力がヒステリシスを描く特性をもつ。本シミュレーションでは、図 6-57 に示すフェンダーの歪み-反力 (ξ - R) 曲線において、点 $P(\xi, R)$ が、

- ①圧縮時：曲線 C_1 上にあるときは、曲線 C_1 上を移動（ケース A）、曲線 C_1 より下にあるときは、曲線 C_1 の最大傾斜の直線上を移動（ケース B）
- ②緩和時：曲線 C_2 上にあるときは、曲線 C_2 上を移動（ケース C）、曲線 C_2 より上にあるときは、曲線 C_1 の最大傾斜の直線上を移動

とモデル化し、これを動揺シミュレーションプログラムに組み込んで計算を実施した。

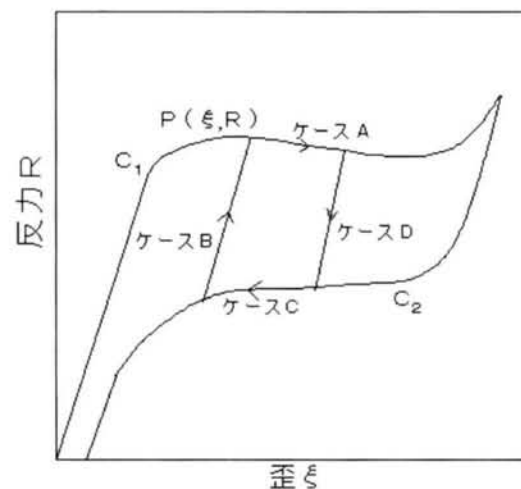


図 6-57 ゴムフェンダーのヒステリシスのモデル化

6.6.4 結果と動揺シミュレーションとの比較

ここでは、表6－13に示す外力条件のうち、フェンダーの変形影響が大きい外力条件2の結果について述べる。

フェンダーの経時変化について図6－58にハイブリッドシミュレーション開始前および3時間試験終了直後のフェンダー歪み－反力特性の計測結果を示す。圧縮側の曲線は、試験開始前と比べて若干の反力特性の低下がみられる。一方、緩和側については試験前後で特性の変化はほとんどみられない。ただ、ヒステリシス全体としてはほとんど変化がないと言える。

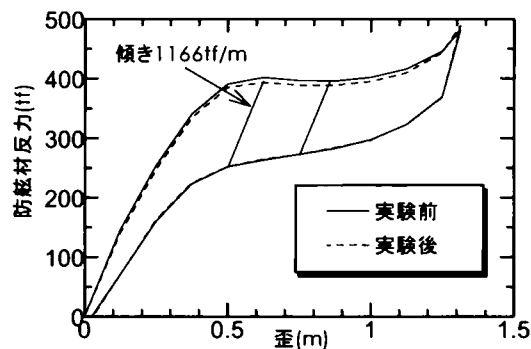


図6－58 実験前後のゴムフェンダーヒステリシスの変化

図6－59は、試験時の上下2個のフェンダー表面温度の変化を示したものである。同図には室温もあわせて示している。3時間の試験によりフェンダーの表面温度は約6.5℃上昇し、室温より約9℃高くなった。第5章で示したゴムフェンダーの特性試験からこの程度の温度上昇ではフェンダーの力学特性の変化が約1～3%であることが分かっており（10～40℃）、台風の季節に暴風が3時間継続してもフェンダーの力学特性が大きく変化することはないと言える。また、この試験ではフェンダーに発生したせん断ひずみや傾斜は、それぞれ約5%と約3°であり、この程度の変形であればフェンダーを1軸圧縮部材として取り扱っても浮体橋の動揺全体を十分に把握できると言える。

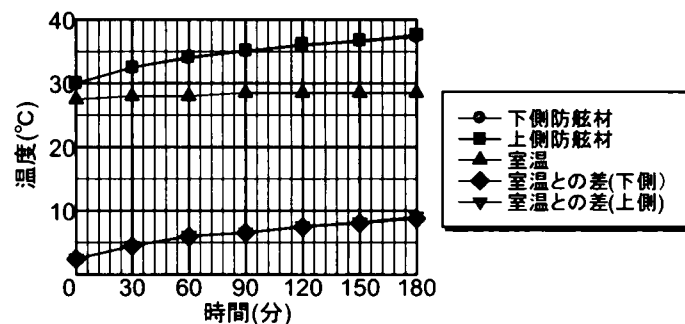


図6－59 実験によるゴムフェンダー温度の変化

表 6 - 14, 表 6 - 15 に 6 回の試験で計測されたフェンダー反力（上下 2 個の和）およびフェンダー変形量の平均値，標準偏差および振幅の 1/3 有義値を示す。また，6 回の試験におけるフェンダー反力および変形の統計量を，図 6 - 60 および 6 - 61 に整理した。

表 6 - 14 ゴムフェンダー反力の統計値

試験番号 No.	平均値 η mean	標準偏差 $\eta (\sigma)$	振幅の有義値 ξ amp.(1/3)	η mean + ξ amp.(1/3)
1	365.025	165.943	337.625	544.775
2	365.000	168.070	342.050	547.325
3	364.950	168.960	342.375	548.500
4	364.975	169.548	344.350	548.750
5	365.025	169.983	343.675	550.075
6	364.975	170.280	344.550	549.000

表 6 - 15 ゴムフェンダー変形量の統計値

上段ゴムフェンダー

試験番号 No.	平均値 η mean	標準偏差 $\eta (\sigma)$	振幅の有義値 ξ amp.(1/3)	η mean + ξ amp.(1/3)
1	0.268	0.092	0.196	0.464
2	0.269	0.094	0.199	0.468
3	0.269	0.095	0.199	0.468
4	0.269	0.095	0.201	0.470
5	0.269	0.096	0.202	0.472
6	0.269	0.096	0.202	0.472

下段ゴムフェンダー

試験番号 No.	平均値 η mean	標準偏差 $\eta (\sigma)$	振幅の有義値 ξ amp.(1/3)	η mean + ξ amp.(1/3)
1	0.195	0.095	0.200	0.396
2	0.196	0.097	0.204	0.400
3	0.196	0.098	0.205	0.401
4	0.196	0.099	0.206	0.403
5	0.197	0.099	0.207	0.404
6	0.197	0.100	0.208	0.405

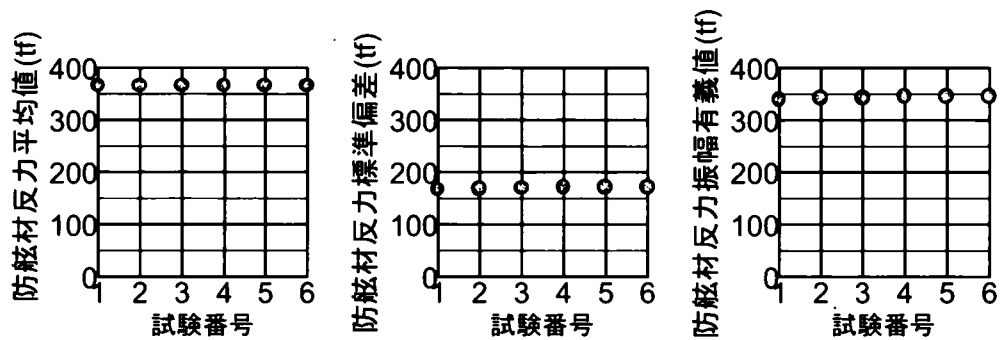


図 6-60 ハイブリッドシミュレーションによるフェンダー反力の統計値

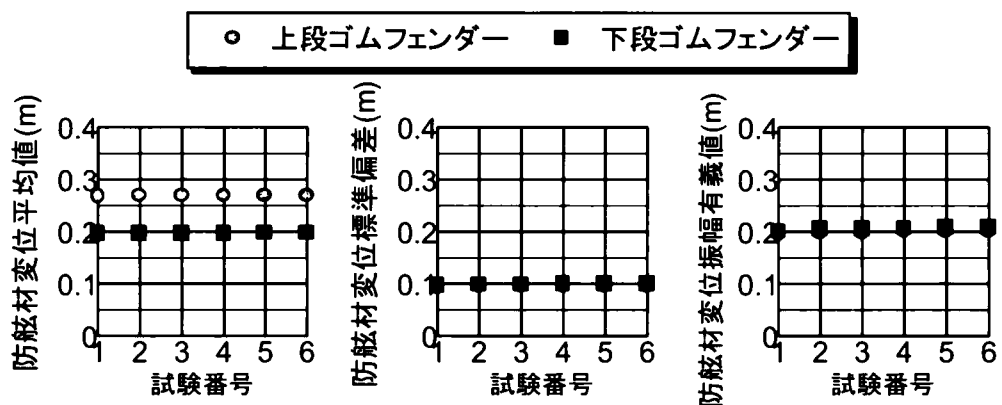


図 6-61 ハイブリッドシミュレーションによるフェンダー変形量の統計値

これらの結果から 6 回の試験による各統計値の変動は極めて小さく、この試験により不規則な自然条件を再現できていると言える。

つぎに、ハイブリッドシミュレーションと動揺シミュレーション結果の比較を行う。動揺シミュレーションにおいては、各試験で得られた図 6-58 のようなフェンダーの歪み-反力特性曲線を平均化し、バイリニア型の特性としてモデル化した。

表 6-16 に浮体橋の運動、フェンダー反力（上下 2 個分）およびフェンダー変位の統計量について、ハイブリッドシミュレーション結果と動揺（数値）シミュレーションとの結果を整理比較した。ここで $\xi_{amp(max)}$ は、時系列中の振幅最大値、 $\xi_{amp(1/1000)}$ は、極値分布を Rayleigh 分布と仮定して、標準偏差より $\xi_{amp(1/1000)} = 3.87 \sigma$ として計算したものである。

ヒープ、反力および変位の統計量については、ほぼ一致していると言える。また、スウェイについては数値シミュレーションの方が平均値、標準偏差が大きく、振幅の有義値 ξ_{amp} については若干ハイブリッドシミュレーションの方が大きな値となった。ロールについては、数値シミュレーションの方がハイブリッドシミュレーションの数値より大きな値となっている。

表 6-16 ハイブリッドシミュレーションと動揺シミュレーションによるフェンダー統計値の比較

	ハイブリッドシミュレーション					
動揺モード	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の最大値 ξ amp.(max.) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(max.) (m.deg.)
sway	0.231	0.094	0.197	0.428	0.329	0.560
heave	0.204	0.122	0.241	0.445	0.475	0.679
roll	-1.118	0.790	-1.540	-2.658	-2.807	-3.925
	数値シミュレーション					
動揺モード	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の1/1000最大値 ξ amp.(1/1000) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/1000) (m.deg.)
sway	0.265	0.097	0.182	0.447	0.375	0.640
heave	0.201	0.128	0.243	0.444	0.495	0.696
roll	-1.310	0.987	-1.877	-3.187	-3.820	-5.130
	ハイブリッドシミュレーション					
防舷材反力	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の最大値 ξ amp.(max.) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(max.) (m.deg.)
	364.950	168.960	342.375	707.325	464.747	829.697
	数値シミュレーション					
防舷材反力	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の1/1000最大値 ξ amp.(1/1000) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/1000) (m.deg.)
	366.058	182.499	317.079	683.137	706.271	1,072.329
	ハイブリッドシミュレーション					
防舷材変位	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の最大値 ξ amp.(max.) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(max.) (m.deg.)
上	0.269	0.095	0.199	0.468	0.299	0.568
下	0.196	0.098	0.205	0.401	0.368	0.564
	数値シミュレーション					
防舷材変位	平均値 η mean (m.deg.)	標準偏差 η (σ) (m.deg.)	振幅の有義値 ξ amp.(1/3) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/3) (m.deg.)	振幅の1/1000最大値 ξ amp.(1/1000) (m.deg.)	η mean + ξ amp.(1/1000) (m.deg.)
上	0.268	0.098	0.185	0.453	0.379	0.647
下	0.184	0.095	0.181	0.365	0.368	0.552

図6-62にはハイブリッドシミュレーションと動揺解析による時系列で発生したフェンダー歪みの頻度分布を示した。この図にはこの分布を Rayleigh 分布に近似させた分布曲線を示した。2つの解析での差異は、ほとんどないと言える。また、Rayleigh 分布は、統計量の頻度を比較的良く説明している。図6-63, 64, 65 および 66 にはそれぞれスウェイ、ヒープ、ロール、フェンダー反力についての2つの解析の時系列を示す。これらの時系列ベースでも2つの解析による大きな差異は認められない。

動揺シミュレーションとハイブリッドシミュレーション結果は、ほぼ同等か動揺シミュレーション値が若干大きい値を示すが、問題となったフェンダー部のモデル化についての妥当性が検証でき、動揺シミュレーションが設計に対応できることを確認した。

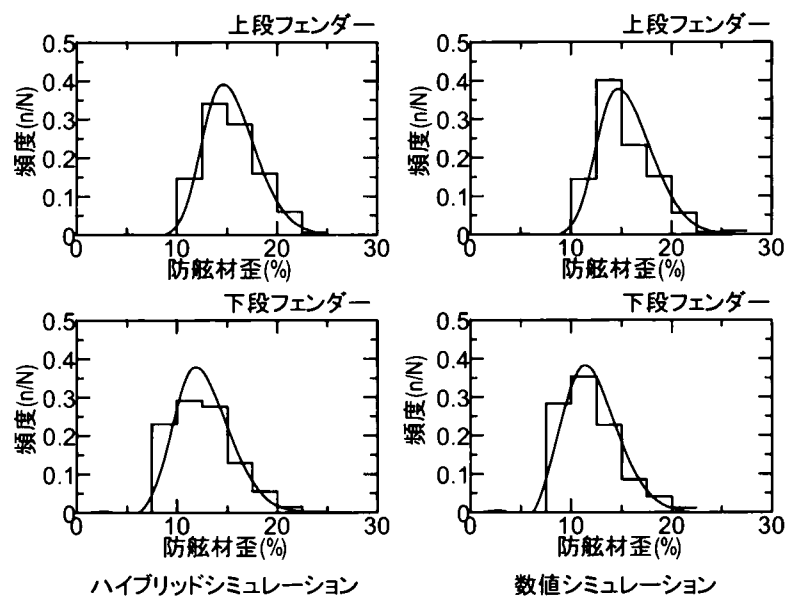


図6-62 2つの解析によるフェンダーひずみの頻度分布

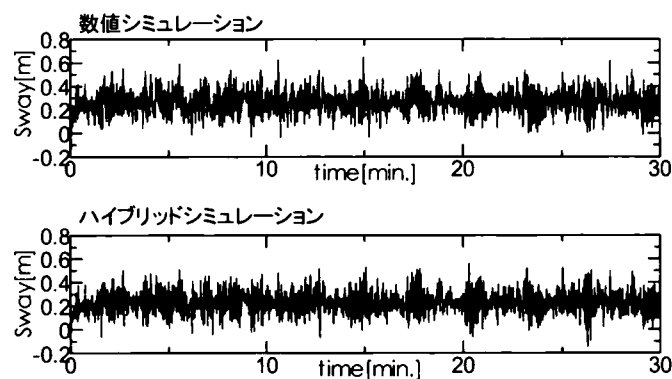


図6-63 スウェイ運動の時系列の比較

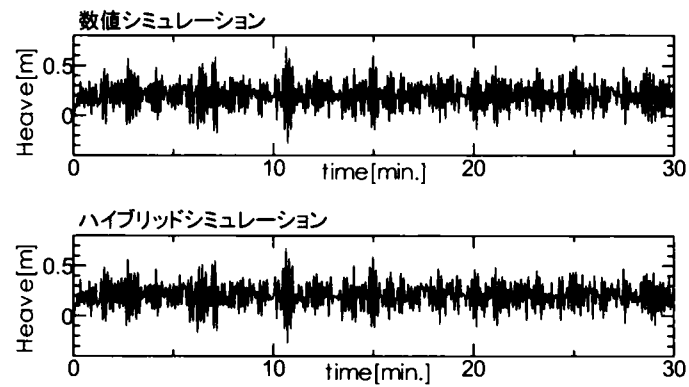


図 6-64 ヒープ運動の時系列の比較

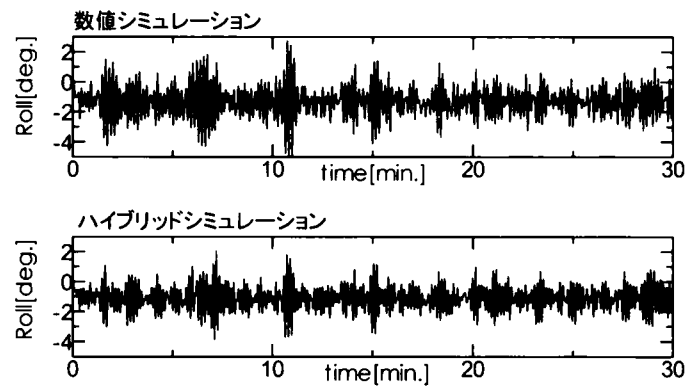


図 6-65 ロール運動の時系列の比較

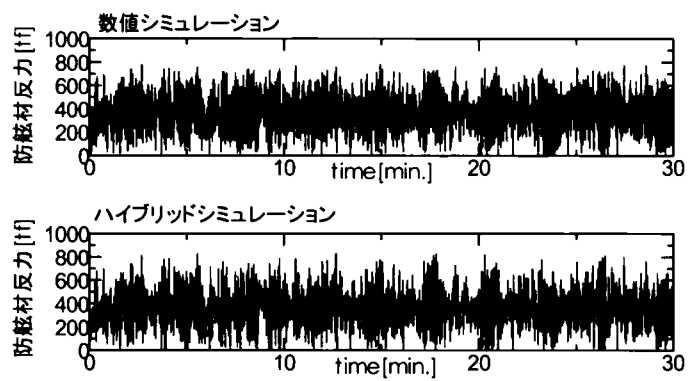


図 6-66 フェンダー反力の時系列の比較

6. 7 まとめ

本章では、浮体橋の動揺を把握するための解析手法およびその妥当性を検証するために実施した実験について述べた。この内容について以下に要約する。

- (1) 浮体橋の動揺応答を解析する2つのプログラムを開発した。
- (2) 現地地形モデルによる回折実験により、架設地点の条件により、波高の変化が大きいことが判明し、これを実験により精度良く把握した。
- (3) 浮体橋の動揺、フェンダー変位に関して、動揺シミュレーションによる計算値と実験値を比較した結果、開発した解析により風および波による応答を計算で20%以内の誤差で計算でき、かつ安全側に評価できることが検証された。
- (4) 3種類の浮体橋動揺実験から、浮体橋の風および波による応答特性が明らかになった。また、予測できないような特異な応答は確認されなかった。
- (5) 曳航における抵抗係数は、 $C_D = 1.58$ と推測される。
- (6) シミュレーションに用いる減衰定数のうち、ロールに対する水の粘性減衰がモデル橋梁では造波減衰の約1/2が妥当であることが分かった。
- (7) モデル橋梁の旋回作業中の安全性が確認できた。
- (8) 旋回機構の回転ピンおよび軸受け台車荷重について、設計で規定したシミュレーションで得られた反力の1.5倍の値で十分安全性が確保されることが検証された。
- (9) 係留部は、材料の力学特性の変化、3軸同時の変形、フェンダーの遊間等、非線形性が大きいですが、ハイブリッドシミュレーションにより、係留部材モデル化の妥当性が検証された。

【参考文献】

- 1) (財) 沿岸開発技術センター：浮体構造物技術マニュアル,1991.3.
- 2) 渡邊英一，宇都宮智昭，高須賀丈広，伊藤恭平：独立カラム型浮体基礎橋梁の波浪応答に及ぼす浮体基礎形状の影響，土木学会海洋開発論文集，vol.11，pp.333-338，1995.6.
- 3) 渡邊英一，宇都宮智昭，相馬武征：独立カラム型浮体基礎橋梁の波浪応答特性に関する研究，土木学会海洋開発論文集，vol.12，pp.157-160，1996.6.
- 4) 上田茂，瀬戸幸秀，熊本直樹，井上幸一，岡俊蔵：浮体橋梁の弾性応答解析法に関する研究，土木学会海洋開発論文集，vol.13，pp.219-224，1997.6.
- 5) 上田茂，岡俊蔵，熊本直樹，井上幸一，瀬戸幸秀：浮体橋梁の波浪中弾性応答解析，土木学会第51回年次学術講演会概要集，1－A261，1996.9.
- 6) 元良，他：船舶と海洋構造物の運動学，pp198-204，成山堂書店，1982.11.

- 7) 丸山忠明, 川村幸男, 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝, 吉田尚史, 田中洋, 武田純男, 巻幡敏秋: 浮体式橋梁の波浪中動揺に関する研究, 日立造船技報, Vol.58, No.4, 1998.1.
- 8) 岡俊蔵, 熊本直樹, 井上孝一, 池上国広, 瀬戸秀幸, 上田茂, 丸山忠明: 浮体橋の波浪に対する弾性応答解析法の開発, 三菱重工技報, Vol.36., No.5, 1999.9.
- 9) Oka,S.,Inoue,K.,Seto,H.Kumamoto,N.,Ikegami,K.,Ueda,S.,Maruyama,T. : Elastic Responce Analysis Method for Floating Bridge in Waves,Mitubishi Technical Review,vol.37,No.2,2000.
- 10) 井上孝一, 上田茂, 瀬戸秀幸, 丸山忠明, 川村幸男, 福島欣哉: 弾性変形を考慮した浮体構造物の動的応答解析法, 1A'99,Proc. of International Seminar on Numerical Analysis in Solid and Fluid Dynamics,pp.202-208, 1999.11.
- 11) 上田茂, 熊本直樹, 井上孝一, 増田伊知郎, 瀬戸秀幸: 浮体橋の風・波浪時刻歴応答解析, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, II - 182, 1998.10.
- 12) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝: 浮体式橋梁の波浪中動揺に関する水理実験, 海岸工学論文集, Vol.44, pp.896-900, 1997.11.
- 13) Nagata,S.,Miyake,S.,Fujita,T.,Yoshida,H.,Tanaka,H.,Maruyama,T.,Ueda,S.:Motions of a Movable Floating Bridge in Waves,Proc.3rd International Workshop on Very Llarge Floating Structures,pp.358-366,1999.9.
- 14) 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝, 吉田尚史, 武田純男, 丸山忠明, 上田茂: 旋回式浮体橋の波浪中動揺実験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.335-342, 1998.7.
- 15) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一: 浮体橋の波浪中動揺に関する研究, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I -A273, pp.544-545, 1997.9.
- 16) Nagata,S.,Fujita,T.,Oda,K.,Maruyama,T.,Takeda,S.,Tanaka,H.:Development of Air-Controlled Type Floating Breakwater for Movable Floating Bridge,Proc.of TECHNO-OCEAN'98 INTERNATIONAL SYMPOSIUM,pp.517-520,1998.11.
- 17) 上田茂, 丸山忠明, 熊本直樹, 井上孝一, 池上国広: 弾性体模型を用いた浮体橋梁の波浪応答実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, II - 184, 1998.10
- 18) 池上国広, 今泉好照, 井上孝一, 岡俊蔵, 上田茂, 丸山忠明: 旋回式浮体橋の波浪中弾性応答水槽試験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.343-350, 1998.7.
- 19) Ueda,S.,Maruyama,T.,Ikegami,K.,Seto,H.,Kumamoto,N.,Inoue,K. : Experimental Study on the Elastic Responce of a Movable Floating Bridge in Waves, Proc.3rd International Workshop on Very Llarge Floating Structures,pp.766-774,1999.9.
- 20) 日本造船学会海洋工学委員会性能部会編: 超大型浮体構造物, 第 5 章 pp.140-175, 1995.
- 21) 小林正典, 日根野元裕, 島田潔, 兵頭孝司, 河本淳, 上田茂, 丸山忠明: 旋回式浮体橋の波浪中旋回試験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.351-358, 1998.7.

- 22) Kobayashi,K.,Hineno,M.,Shimada,K.,Hyodo,T.,Kawamoto,A.,Ueda,S.,Maruyama,T. : Model Experiments on Swinging of a Movable Floating Bridge in Waves,Proc.3rd International Workshop on Very Large Floating Structures,pp.546-554,1999.9.
- 23) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一, 古田尚史, 山瀬晴義 : ハイブリットシミュレーションによる数値係留シミュレーション手法の検証, 海岸工学論文集, Vol.44, p.p876-880, 1997.
- 24) 丸山忠明, 川村幸男, 永田修一, 田中洋, 山瀬晴義 : 浮体橋のハイブリットシミュレーションを用いた係留挙動の検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I -A274, pp.546-547, 1997.9.
- 25) Oda,K.,Maruyama,T.,Tanaka,H.,Nagata,S.,Yamase,S. : Hybrid Simulation for A New Movable Floating Bridge , Proc. of the 6th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction,pp435-440,1998.1.
- 26) 小田一紀, 石上昌夫, 秋山斉 : ハイブリッド型シミュレーション法による荒天時船体動揺解析, 第 32 回海岸工学論文集, pp.662-666, 1985.
- 27) 小田一紀, 秋山斉, 石上昌夫 : 不規則波・変動風下の係留船舶の動揺解析ーハイブリッド型シミュレーション法による解析, 第 33 回海岸工学論文集, pp.541-545, 1986.1.

第7章 車輛走行性

7. 1 目的および方針

浮体橋を走行する車両から考えると、橋が動く（剛体変位をする）ということが一般の固定橋と比較して次のような相違点として挙げられる。

- ①潮位変動により緩衝桁部の路面縦断勾配が変化する。
- ②風・波浪による浮体橋の動揺により、緩衝桁～浮体橋～緩衝桁部の路面の縦断勾配および横断勾配が変化する。
- ③活荷重載荷によるポンツーンの喫水変化により、緩衝桁と浮体橋との間の縦横断勾配が変化する。
- ④浮体橋の動揺による加速度が作用する。

これらの相違点を考慮すると、一般の固定橋では考慮しない走行車輛の安全性や乗り心地といった橋の使用性についての検討が不可欠となる。橋を走行する車輛の安全性については「道路構造令」¹⁾により規定されている。しかし、乗り心地については、横断歩道橋の振動に関する基準が「横断施設設置基準・同解説」²⁾に示されているが、走行車輛の運転者および同乗者の感覚については基準が示されていない。これは、「道路構造令」を満足すれば走行車輛の安全性や乗り心地は自動的に確保されおり、一般橋梁では道路線形をこの基準によって設定すれば、使用性は十分であると考えられる。

ところが浮体橋では上記のように橋が動くことから、道路線形を完全に固定することができず、一時的に「道路構造令」を侵したり、走行車輛に付加的な加速度を与えることになる。そこで数値解析により、浮体橋の車輛走行性について検討を加えることが必要となる。

夢洲・舞州連絡橋では、浮体橋と陸上取付橋との間に支間長 70 m の緩衝桁を設けて、潮位変動および風・波浪による動揺に伴う浮体橋の変位を吸収し、陸上橋梁にスムーズに取り付ける計画である。基本設計では図 7-1 の勾配①に示す基本縦断線形 5 % に対して潮位の干満と高潮時が重なると非常に大きい縦断変形の変化が予想される。ただし、大阪市においては港湾地帯の橋梁に対して風速 20 m/sec 以上となると通行を制限する規則があり、この条件下では図 7-1 の右側勾配③～④で示されるように緩衝桁の縦断勾配が 3.0 ～ 6.4 % に変化する。この区間ではローリングーフ、パッセージボードという走行車輛に角折れ影響が少ない大型の伸縮装置を計画した。しかし、浮体橋の使用性について明らかにすることは、浮体橋建設の必要条件であると言える。

本研究では、モデル浮体橋の交通供用制限から台風時の高潮と風および波浪といった暴雨時は考慮せず、この通行制限以下の自然条件下で浮体橋の使用性に問題がないかを検討した³⁾。

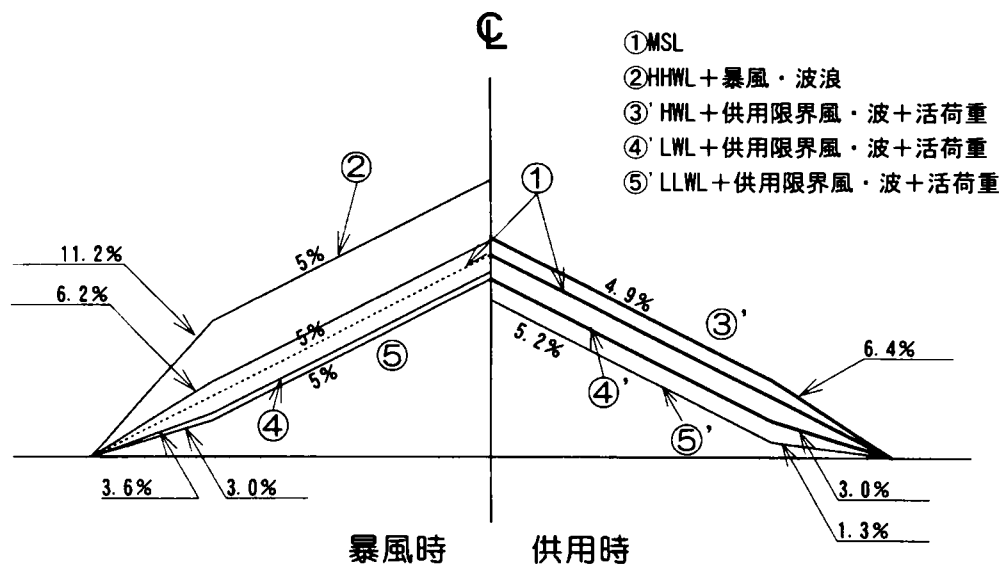


図 7-1 浮体橋の横断勾配の変化

検討手順については、シミュレーションによって橋を走行する車輛の応答を求めると共にその応答値を判定する基準として既設の橋梁における乗り心地との相对比较を採用した。具体的な検討手順は、以下のとおりである。

- ①潮位変動，風や波浪による動揺，活荷重によるたわみおよび路面の凹凸を考慮して走行車輛の動的応答シミュレーションを実施し，自動車の振動加速度を算出する。
- ②既設の橋梁に自動車を走行させ，車上の振動計測と自動車の乗り心地調査を行う。
- ③①において算出した浮体橋上の走行車輛上の振動加速度の推定値と②における測定車輛振動加速度と乗り心地の感覚反応値との相関関係から，浮体橋の振動使用性を総合的に評価する。

7. 2 走行シミュレーション

7.2.1 解析モデルと手法

夢洲・舞州連絡橋は，図 7-2 に示すように全長 940 m の橋梁であるが，浮体橋として使用性を照査するため，解析を行う部分として緩衝桁～浮体橋～緩衝桁の 550 m の両端にそれぞれ 30 m の取付部を加え，図 7-3 に示す範囲とした。これは，自動車の乗り心地に関しては自動車のピッチングの影響が大きく，ピッチングの発生と伸縮装置通過時の加速度，いわゆる「目地ショック」が問題となる場合が多いことから，この影響を評価できる範囲として 610 m を設定したものである。

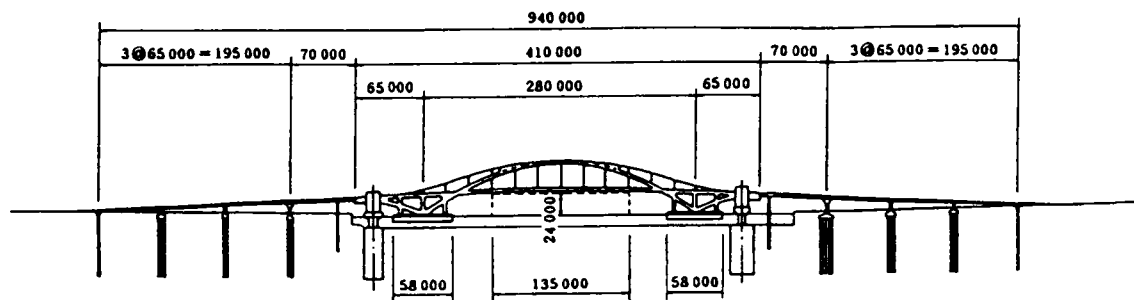


図 7-2 夢洲・舞洲連絡橋全体図

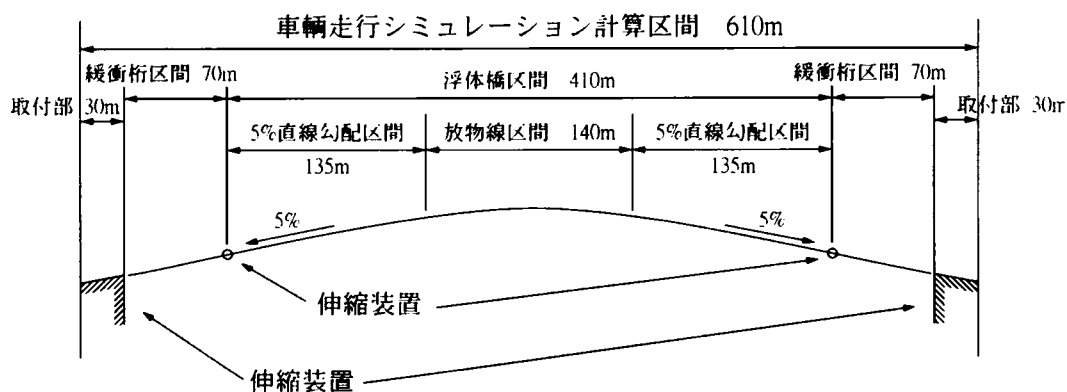


図 7-3 走行シミュレーション解析範囲

橋梁構造モデルは、片側3車線（ $B = 10.5 \text{ m}$ ）の上り線，下り線のある橋桁を想定し，図7-4に示すように浮体としてポンツーン位置でバネ支持された立体骨組系とした。伸縮装置は，図7-5および図7-6示すような浮体橋側がパッセージボード，取付橋梁側がローリングリーフで計画されていることからヒンジ結合として図7-7のようにモデル化した。

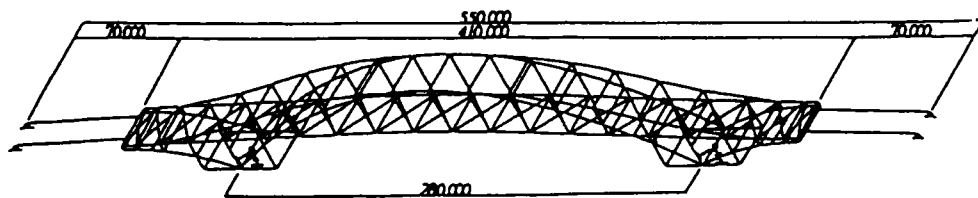


図 7-4 走行シミュレーション浮体橋モデル

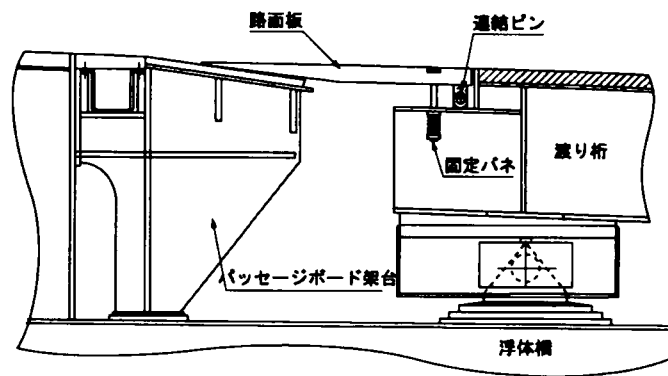


図 7-5 パッセージボード方式の伸縮装置

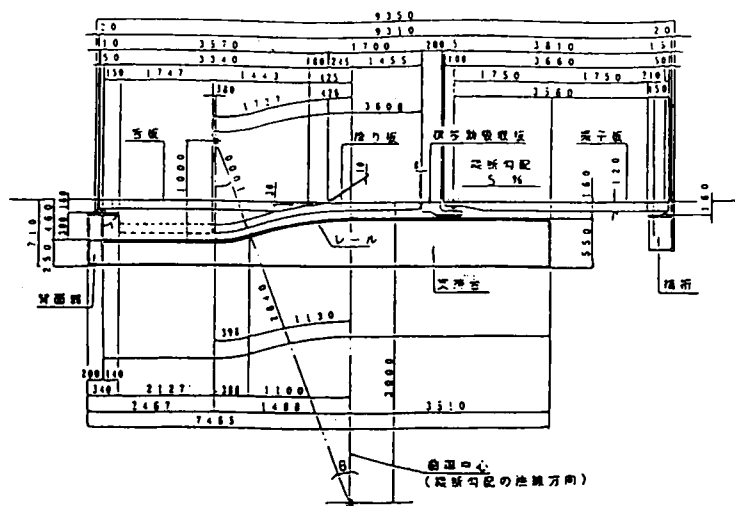


図 7-6 ローリングリーフ方式の伸縮装置

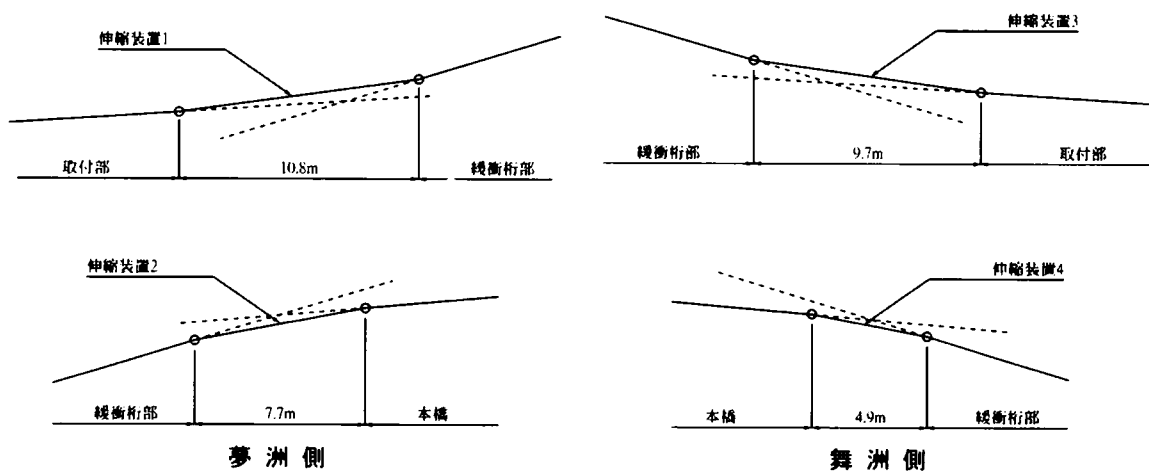


図 7-7 伸縮装置のモデル化

活荷重モデルは、図7-8に示すように2軸系の車輛を想定し、タイヤおよび懸架系のバネと減衰定数を考慮し、車体本体の上下変位および回転変位を求めた。この車輛モデルの運動方程式は、式(7-1)で示され¹⁾、これを直接積分法により応答を求める。

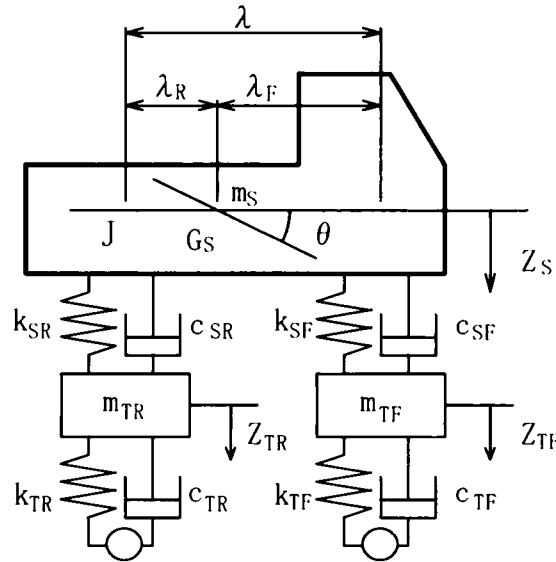


図7-8 車軸モデル

$$\begin{aligned}
 P_f(t) &= (m_{SF} + m_{Ti})g - K_{TF}(Z_{TF} - \gamma_f) - C_{TF}(Z_{TF} - \gamma_f) \\
 P_r(t) &= (m_{SR} + m_{Tr})g - K_{TR}(Z_{TR} - \gamma_r) - C_{TR}(Z_{TR} - \gamma_r) \\
 m_S Z_S + C_{SF}(Z_S + \lambda_F \theta - Z_{TF}) + K_{SF}(Z_S + \lambda_F \theta - Z_{TF}) \\
 &\quad + C_{SR}(Z_S - \lambda_R \theta - Z_{TR}) + K_{SR}(Z_S - \lambda_R \theta - Z_{TR}) = 0 \\
 m_{TF} Z_{TF} + C_{SF}(Z_{TF} - Z_S - \lambda_F \theta) + K_{SF}(Z_{TF} - Z_S - \lambda_F \theta) \\
 &\quad + C_{TF}(Z_{TF} - \gamma_f) + K_{TF}(Z_{TF} - \gamma_f) = 0 \\
 m_{TR} Z_{TR} + C_{SR}(Z_{TR} - Z_S + \lambda_R \theta) + K_{SR}(Z_{TR} - Z_S + \lambda_R \theta) \\
 &\quad + C_{TR}(Z_{TR} - \gamma_r) + K_{TR}(Z_{TR} - \gamma_r) = 0 \\
 J \theta + \lambda_F \{C_{SF}(Z_S + \lambda_F \theta - Z_{TF}) + K_{SF}(Z_S + \lambda_F \theta - Z_{TF})\} \\
 &\quad - \lambda_R \{C_{SR}(Z_S - \lambda_R \theta - Z_{TR}) + K_{SR}(Z_S - \lambda_R \theta - Z_{TR})\} = 0
 \end{aligned}
 \tag{7-1}$$

ここで、

P_f : 前車輪の接地圧

K_{TF} : 前部タイヤのバネ定数

P_r : 後車輪の接地圧

K_{TR} : 後部タイヤのバネ定数

m_s : バネ上 (車体本体) 質量	C_{TF} : 前部タイヤの減衰係数
J : バネ上ピッチング慣性モーメント	C_{TR} : 後部タイヤの減衰係数
λ_f : G_s (車体重心位置) から前車軸までの距離	Z_{TF} : 前部車軸の上下変位
λ_R : G_s から後車軸までの距離	Z_{TR} : 後部車軸の上下変位
Z_s : 車体本体の上下変位	K_{sf} : 前懸架系部のバネ定数
θ : 車体本体のピッチング変位	K_{SR} : 後懸架系部のバネ定数
m_{TF} : 前部バネ下 (タイヤ系) 質量	C_{sf} : 前懸架系部の減衰係数
m_{TR} : 後部バネ下 (タイヤ系) 質量	C_{SR} : 後懸架系部の減衰係数
m_{sf} : $(m_s \lambda_R^2 + J) / \lambda_f^2$	γ_f : 前軸部の路面不整量
m_{SR} : $(m_s \lambda_f^2 + J) / \lambda_R^2$	γ_R : 後軸部の路面不整量

式 (7-1) では、路面の縦断勾配、浮体橋の動揺値、活荷重による橋体のたわみおよび路面の凹凸の和として車軸モデルに強制変位を入力し、車軸応答を求めることになる。この求めた変位から前輪直上の加速度によって使用性を評価することとした。この解析に用いた車軸モデルの構造諸元を表 7-1 に示す。

表 7-1 車軸モデルの諸元

m_s	1,835.5kgf.s ² /m
J	6,100.0kgf.s ² /m
λ_R	1.50m
λ_f	2.50m
K_{SR}	480,000kgf/m
K_{sf}	120,000kgf/m
C_{SR}	2,000kgf.s/m
C_{sf}	500kgf.s/m
m_{TR}	163.1 kgf.s ² /m
m_{TF}	40.8 kgf.s ² /m
K_{TR}	960,000kgf/m
K_{TF}	240,000kgf/m
C_{TR}	2,400kgf.s/m
C_{TF}	600kgf.s/m

荷重列としては、道路橋示方書の L 荷重 (B 活荷重, $L > 130$ m) を想定した。図 7-9 に示すように主載荷荷重の載荷位置を上り線の外側 5.5 m とし、残りすべてを従載荷荷重として上り線と下り線それぞれに幅 10.5 m, 長さ 205 m の等分布荷重の荷重列が設計速度である時速 60 km/h で移動する。着目車軸モデルは、上り車線の荷重列主荷重の先端中央に配置した。

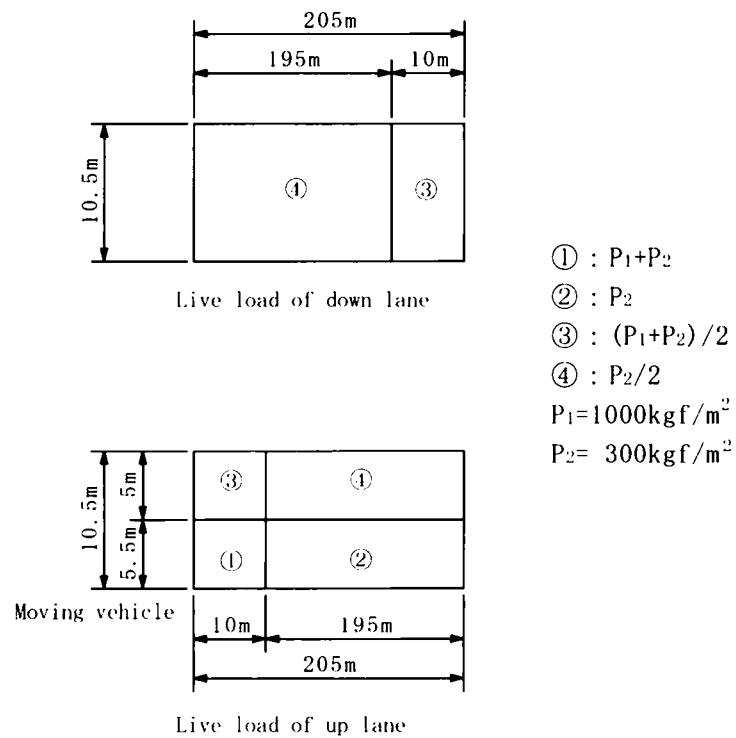
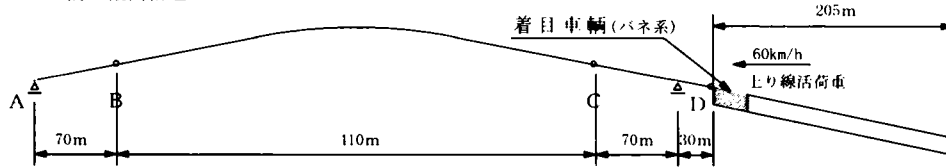


図 7 - 9 活荷重モデル

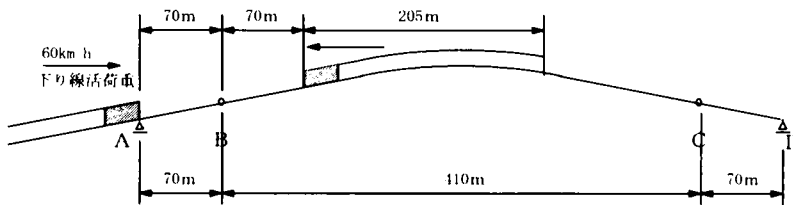
車輛の走行状態の設定は、伸縮装置の上に着目車輛モデルが走行しているときに最も走行条件が悪くなると予想できることから、図 7 - 10 に示すように先に上り車線の荷重列を出発させ、その後下り車線の荷重列を走行させてそれぞれの荷重列の先頭が伸縮装置の直上ですれ違うように定めた。

<上り線スタート> (t=0sec)

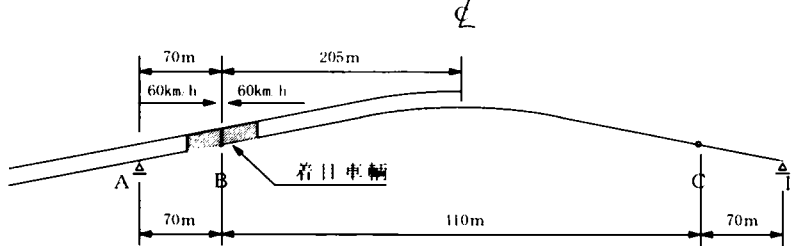
1.8sec後に緩衝桁進入



<下り線スタート> (t=26.4sec)



<B点ですれ違い> (t=30.6sec)



<上り線着目車輛渡り切り> (t=34.8sec)

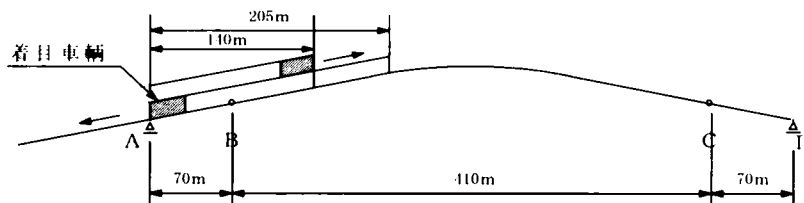


図7-10 車輛列の走行モデル

また、走行車輛の動的応答に対しては路面の凹凸状態の影響が大きいため、解析は路面の凹凸を考慮せずに行ったものに路面の凹凸の影響を加える2段階で実施することとした。これは、竣工当初の路面状況と供用後路面損傷を受け、補修前の状況を示すものと考えられる。路面の凹凸のモデルとしては、次式によるスペクトル^{4)・5)}として解析に用いることとした。

$$S_r(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad (\text{式7-2})$$

ここに、 $S_r(\Omega)$: 路面凹凸スペクトル
 Ω : 路面周波数
 α : 路面の平坦性を表す平滑度パラメータ
 n : 周波数によるパワーの分布を示す指数
 β : Ω が 0 のとき、 $S_r(\Omega)$ が無限大に発散しないための
 分布形状パラメータ

これらのパラメータ値については、以下のように設定した。

- ①竣工当初の路面凹凸として、名神高速道路の完成直後の野洲川橋において測定された路面凹凸スペクトル⁵⁾を使用することとした。各パラメータの値は、 $\alpha = 0.001\text{cm}^2/(\text{m/c})$ 、 $\beta = 0.01\text{c/m}$ 、 $n = 2.0$ とした。
- ②路面の損傷が進んだ状態としては阪神高速道路公団の実測データに基づいた路面凹凸スペクトルを使用することとした。各パラメータの値は、 $\alpha = 0.003\text{cm}^2/(\text{m/c})$ 、 $\beta = 0.01\text{c/m}$ 、 $n = 2.0$ とした。

7.2.2 解析手順

解析は、浮体橋の風・および波浪による動的変位をはじめに求める。これについては6章で述べた浮体橋を剛体とした動揺シミュレーションを用いる。照査時の風速としては、平常時として供用限界風速の $1/2$ として $V_{10} = 10\text{m/sec}$ とした。動揺シミュレーションでは浮体橋を剛体として扱い、その重心位置での動揺変位で評価しているため、線形補間して着目車輦位置での動揺量を算出した。なお、緩衝桁部に着目車輦が位置するときの動揺量は、浮体橋橋端部のヒープ値から着目車輦位置での動揺量を算出した。さらに図7-4に示した立体骨組モデルに荷重列を移動載荷し、車輦位置での橋体の静的弾性たわみ(浮体としてのトリム、ヒールを含む)を算出する。そして、これらの和を浮体橋の動的変位とする。

つぎに着目車輦の動的応答を求める。着目車輦位置での浮体橋の動的変位を強制変位として車輦モデルに入力し、車輦の動的応答を求める。応答量としては運転席にほぼ近いと考えられる前輪直上での鉛直加速度を評価対象とする。この際用いる数値積分手法としては、ルンゲークッタ法による直積積分法を用いた。数値積分の時間刻み幅 Δt については、着目車輦の上下動やピッチングの固有周期が約 0.5 秒程度であることから $\Delta t = 0.05$ 秒とした。

また、解析時間については、上り荷重列が時速 60km/sec で緩衝桁～浮体橋～緩衝桁を通過するのに必要な時間が 33 秒であることから、これを 1 サイクルとし、動揺シミュレーションが 30 分間で計算されているため、1 ケースとしては $30 \text{ 分} \times 60 / 33 = 54$ サイクルの繰り返し計算を行った。

7.2.3 走行シミュレーション結果

解析結果の一例として、図7-11に路面の凹凸を考慮しない場合、潮位が平均水面(M.S.L. DL+0.95m)、朔望平均干潮位(L.W.L. DL+0.05m)、満潮位(H.W.L. DL+1.7m)の3つの状態に対しての解析結果を示す。この図は縦軸に着目車輛の加速度、横軸に着目車輛の移動時間を示している。ここでは、この3つの状態に対して行ったそれぞれ54ケースの解析のうちで着目車輛の加速度が最大となった応答波形を示している。

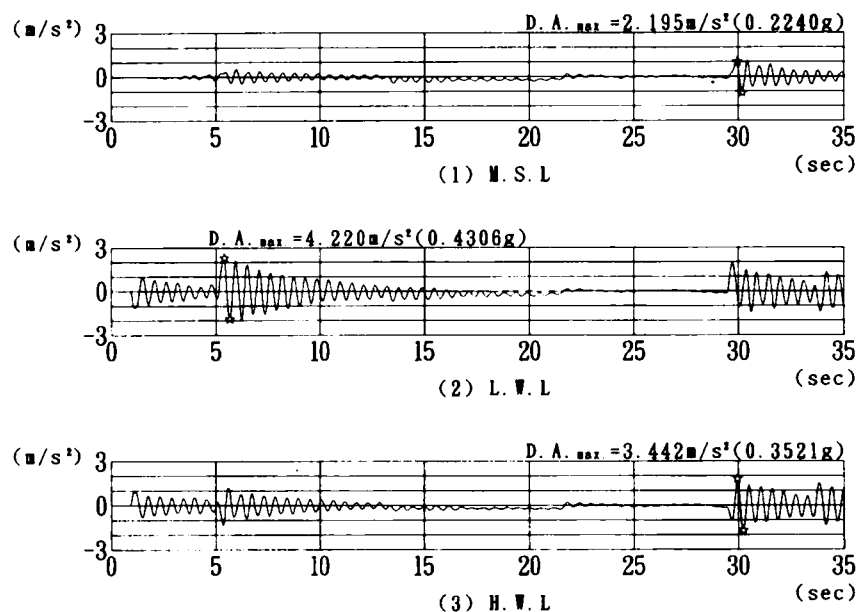


図7-11 走行シミュレーション解析結果（路面凹凸なし）

走行車輛の速度と走行路面モデルの関係から、横軸の5秒および30秒付近に浮体橋と緩衝桁とを繋ぐ伸縮装置がある。いずれの波形も伸縮装置を通過した直後に加速度が最大となり（☆印で示す）、その後、減衰している。浮体橋では減衰が大きい、緩衝桁では浮体橋に比較して減衰が小さい。これは、浮体橋の鉛直方向の固有周期が約11秒と非常に長く、車輛の固有周期約1秒とかけ離れているのに対して、緩衝桁の固有周期が約1.3秒と車輛のそれに近いことから減衰しにくいものと考えられる。

これらの結果から、浮体橋の走行性に関しては潮位による路面の角折れが問題であり、浮体橋の動揺は走行性に与える影響は小さい。また、緩衝桁は一般橋梁の鋼床版橋でみられるような橋の振動が車輛に伝達されているのが分かる。

鉛直加速度両振幅の最大値は、上から 2.195 m/s^2 、 4.220 m/s^2 、 3.442 m/s^2 となっており、干潮位、満潮位、平均潮位の順に走行状態が悪くなっていることから、路面の凹凸を考慮して解析を行う際は最も走行状態が悪い干潮位と最も良い平均潮位について計算を行うこととした。

車輛走行シミュレーションに使用した動揺のデータ数が不規則解析のデータ数として妥当かどうかを確認するため、最大加速度の分布を照査した。図7-12に平均水面の分布を示す。これらのデータは概ね正規分布になっており、この解析で使われた1つの水位状況に対して54ケースの動揺データは、妥当であると判断される。

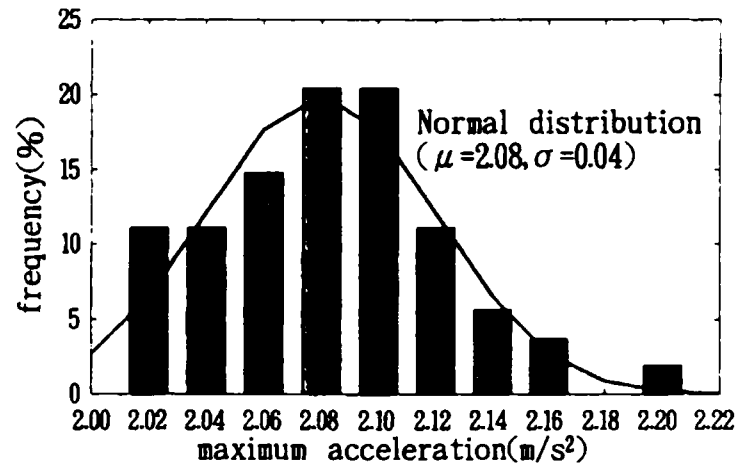


図7-12 最大加速度の分布（平均水面）

次に路面の凹凸を考慮した場合の例として、走行性が悪いと想定される干潮位の応答波形のうち最大加速度が記録されたものを図7-13に示す。図で上の波形は、竣工当初の凹凸が少ないスペクトル、下の波形は、路面損傷が大きい路面凹凸スペクトルにより解析したものである。波形の特徴として伸縮装置通過時に振動が大きくなり、さらに伸縮装置通過後も路面凹凸により、振動が継続されることが分かる。また、路面の凹凸による振動も大きく、上の波形では伸縮装置通過後約3秒で加速度の最大値が記録されている。これは、伸縮装置通過時の振動に加えて路面凹凸の振動の最大値がこの点で重ね合わされたものと考えられ、走行性については、路面凹凸が伸縮装置の角折れと同じ程度の影響があると想定される。また、波形も車輛の固有振動数だけでなく周波数の高い振動が重なっている。特に路面状況が悪い場合には、伸縮装置通過時に誘発された振動が路面凹凸によるものであまり減衰せず、橋梁渡河時全体で振動していることが分かる。

走行性の評価を行うため各計算ケースごとに鉛直加速度の両振幅の最大値と波形ピーク値のうち0.1g(0.98m/s²)以上の平均値を求め、表7-2に整理した。この表から竣工当初の凹凸スペクトルと路面損傷が大きい場合の凹凸スペクトルでの干潮位と平均潮位の最大値と平均値を浮体橋モデルの走行評価値とすることとした。

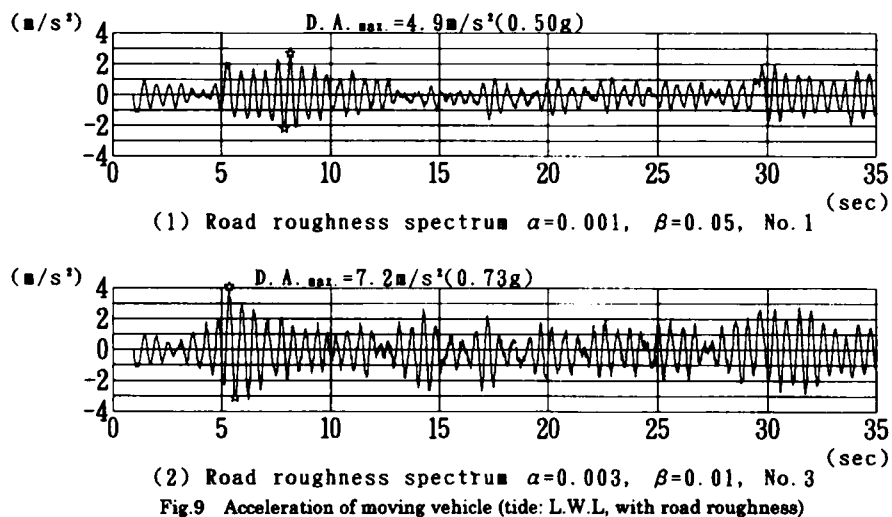


図 7-13 走行シミュレーション結果（路面凹凸有り）

表 7-2 走行シミュレーションによる車輛の応答値

Case No.	Road roughness spectrum	Road roughness sample No.	Tide level	D.A.max(g)	D.A.mean(g)
1	① $\alpha=0.001$, $\beta=0.05$, $n=2.0$	1	M.S.L.	0.31(3.0m/s ²)	0.18(1.8m/s ²)
2		1	L.W.L.	0.50(4.9m/s ²)	0.23(2.3m/s ²)
3		2	M.S.L.	0.36(3.5m/s ²)	0.19(1.9m/s ²)
4		2	L.W.L.	0.56(5.5m/s ²)	0.26(2.5m/s ²)
5	② $\alpha=0.003$, $\beta=0.01$, $n=2.0$	3	M.S.L.	0.52(5.1m/s ²)	0.30(2.9m/s ²)
6		3	L.W.L.	0.73(7.2m/s ²)	0.33(3.2m/s ²)
7		4	M.S.L.	0.52(5.1m/s ²)	0.31(3.0m/s ²)
8		4	L.W.L.	0.76(7.4m/s ²)	0.32(3.1m/s ²)

7. 3 乗り心地調査

橋梁を通行する車輛の走行性を判定するための基準が見あたらない。ただ、列車の乗り心地については旧国鉄に図 7-14 に示すような乗り心地基準⁶⁾がある。これは Janeway の乗り心地基準を参考として独自の実験結果とあわせて上下、左右、前後の振動に対して周波数と加速度により乗り心地を評価している。これによると周波数 2 c/s で乗り心地が普通と判断されるのは約 0.15 g である。また、新幹線軌道の保守からは鉛直水平とも、おおよそ 0.1 g を目安としている。ただ、この基準も長時間座席に静止している旅客に対してのものであり、本研究のテーマと異なるものと言える。また、その後発行した国際基準 ISO 2361 の全身振動評価基準⁷⁾をベースとして図 7-15 に示すように周波数に対して評価加速度レベルを重み係数として表している。ただし、この基準は、垂直および水平方

向の全身振動に対する疲労—能率減退限界を与えているものであり、振動が継続する場合の評価⁸⁾であり、本研究がテーマとしている伸縮装置の上を通過する一瞬の感覚を評価するものではない。

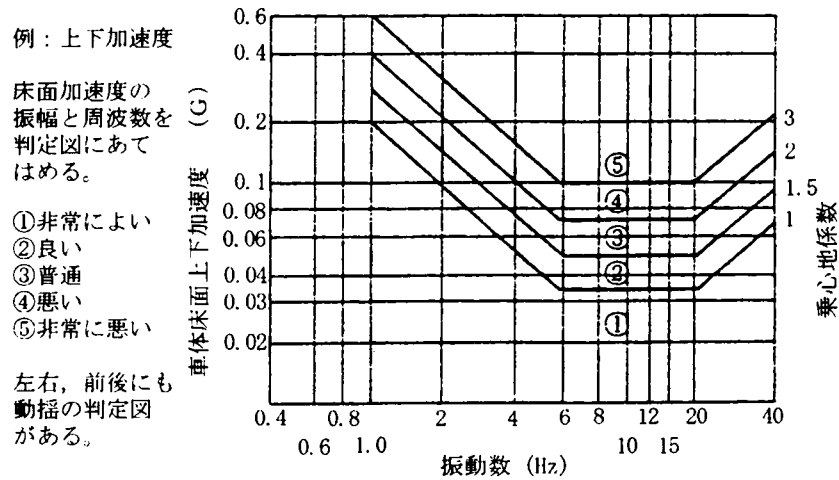


図 7-14 国鉄の乗り心地基準

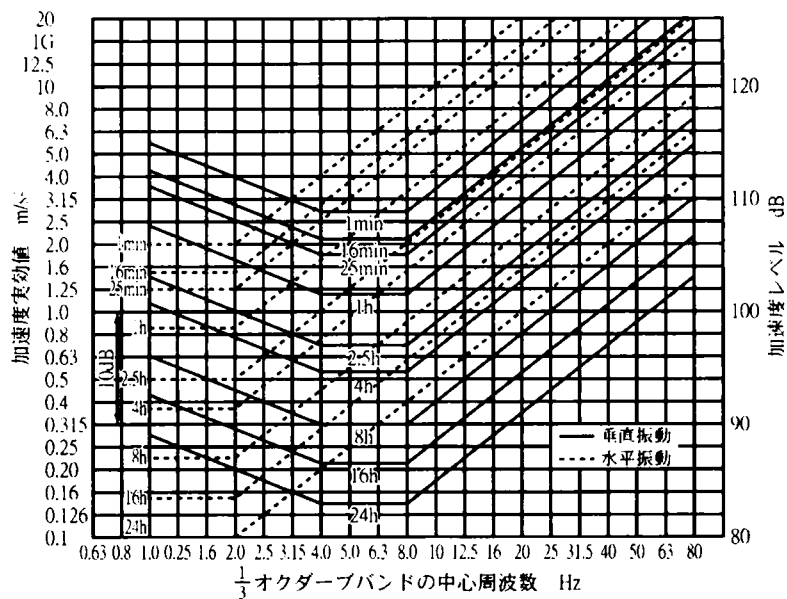


図 7-15 ISO 2631 の全身振動評価基準

また、エレベーターの乗り心地については加加速度で評価する手法があるが、これも自動車の乗り心地とは異なるものと言える。実際に自動車の乗り心地については自動車製作メーカーに多くのデータや企業としての基準があると思われるが、これらについては各メーカーの製品の秘密データになっており、その入手はできなかった。

そこで、乗り心地については、実際の橋梁を走行し、その振動と乗っている人の感覚と

の相関を調べることによって評価基準とすることとした。これに対して浮体橋を走行する車両の解析による振動加速度と一般陸上橋梁のとの相対評価により、浮体橋の乗り心地を照査する。

7.3.1 測定内容

測定にあたっては、同じ条件で多くの乗り心地データを得るために乗用車でなく大型バスを使用することとした。大型バス（52人乗り、三菱 P-MS729S）を大阪市内の長大橋、都市内高速道路高架橋および一般道路橋の14橋を対象に通行させ、その通行時における車両の鉛直振動加速度を測定する。測定位置は、図7-16の平面図に示した座席番号の1と33の床上とした。これはほぼ前輪および後輪の直上にあたる。振動加速度測定方向は、乗り心地に関するものとして鉛直方向だけを測定することとした。

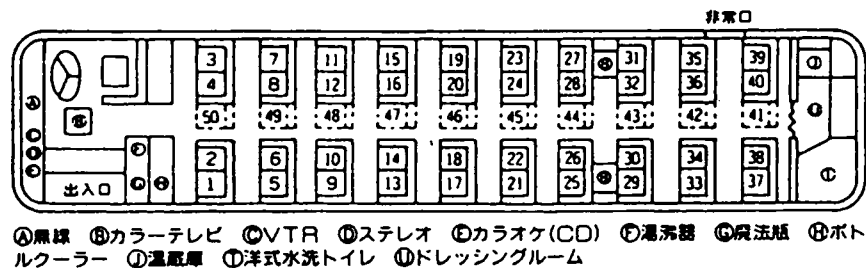


図7-16 調査バスのシート配置

乗り心地を36名のモニターによりアンケート調査により数値化することとした。モニターとなった搭乗者の内訳は、以下のとおりである。

学生	22名（内女性1名）	平均年齢 23.4 歳
社会人	14名	平均年齢 44.6 歳
計	36名	平均年齢 31.6 歳

学生は、土木工学科の学部生、大学院生および留学生であり、社会人は橋梁設計に携わる技術者である。自動車の乗り心地感覚に関しては一般市民とさほど差異はないと考えられるが、調査目的を知っているため、若干振動に対して鋭敏であると思われる。

アンケートの内容については、記入時間の制約からも非常に簡潔なものとして5つの選択肢から選定してもらうこととした。具体的には乗り心地を以下の5段階に分け、乗り心地の良い方から悪い方へ1から5までの番号により数値化した。

《感覚反応値の番号》

- 1：特異な振動を感じない。
- 2：多少振動を感じるが、とくに問題ない程度である。
- 3：明らかに特異な振動を感じる。
- 4：かなりの振動を感じ、少し不快である。

5：振動が非常に大きく、不快感、不安感を感じる。

これらの感覚反応値で1および2は、乗り心地として問題がない範疇であろう。3～5は、乗り心地として問題があると考えられる。乗り心地調査は、バスで行ったため、座席位置により反応値に影響があると推測されることから、測定の前半と後半でモニターの座席を大幅に変更して調査を行った。

7.3.2 測定結果

図7-17に乗り心地感覚が最も悪いとされた南港大橋（大阪市住之江区， $L = 275\text{m}$ ）の前輪位置での床上振動加速度波形を示す。この橋には前後に取り付け高架橋（ $L = 63\text{m}$ ）があり、波形と橋梁構造の関係は定かでないが、路面の損傷がかなり大きいと推測される。50秒付近にピーク値（☆印）がみられるが、取付高架橋の伸縮装置付近と推定される。ピーク値から急激に振動が小さくなるのは、71秒以降からは停止していることから信号交差点があり、走行速度が急激に落ちていると思われる。

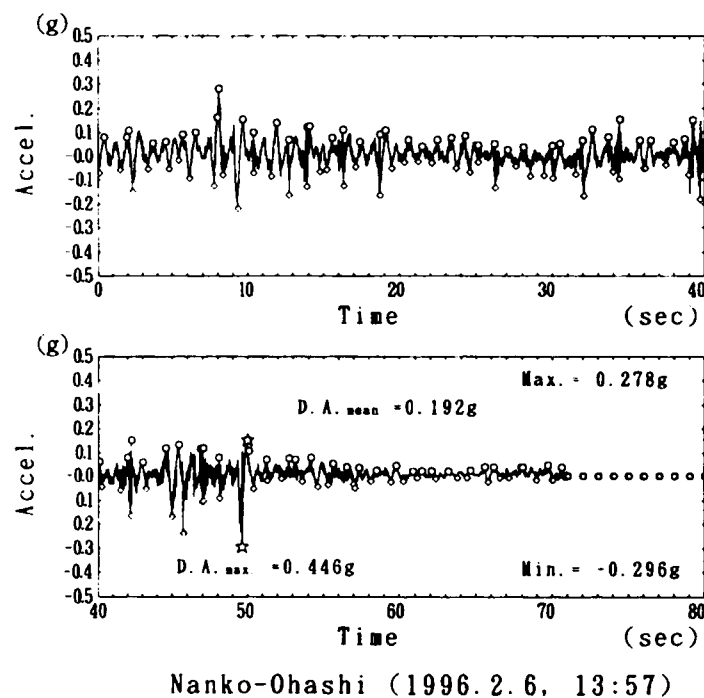


図7-17 南港大橋での実測加速度

乗り心地のアンケートと関連づける加速度値として、各調査橋梁で得られた波形から測定加速度を3つの指標により評価することとした。

乗り心地に関しては、自動車のピッチングの影響が大きいことから、まず最大両振幅加速度（D.A.max.）を求める。つぎに、不規則な路面凹凸上を走行する自動車のピッチングは、不規則振動となることから、その定量的な評価のため R.M.S.を用いる。これは図7

— 18 に示すような前輪の加速度のスペクトルを算出し、これから R.M.S.を求める。一般には図 7－8 にある車輛モデルのバネで支持された車体振動数が 1～2 Hz、シャーシのバネの下の子体振動数が 10～15Hz とされているが⁹⁾、図 7－18 でも同様の傾向が認められる。もうひとつの指標としては、大きな加速度のみを注目し、0.1g 以上の両振幅加速度（○印）の平均値（D.A.mean）も求めることとした。表 7－3 に調査したすべての橋梁の前輪および後輪での 3 つの値をそれぞれ示す。

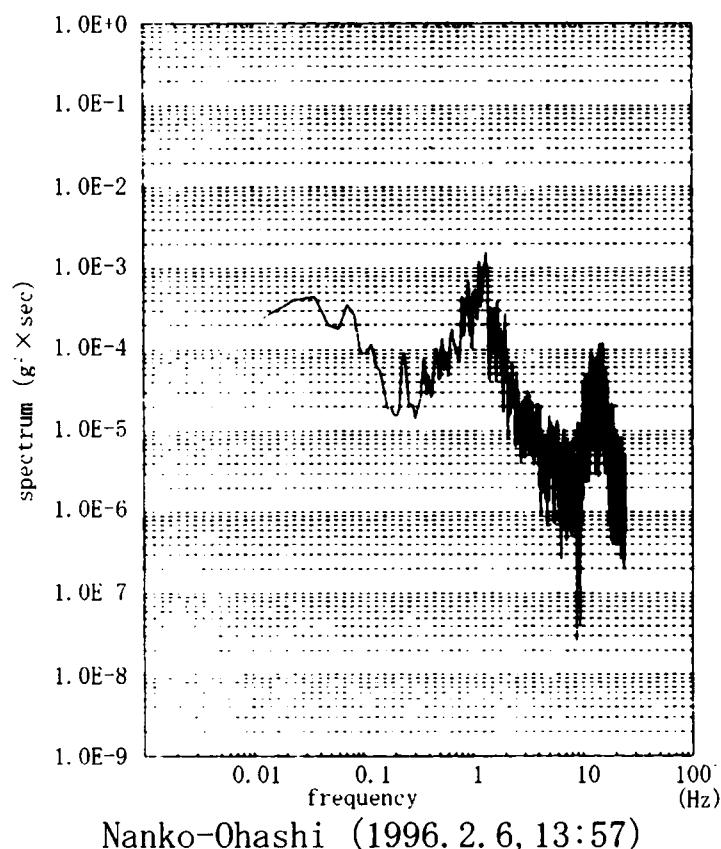


図 7－18 南港大橋実測波形の加速度スペクトル

次に乗り心地アンケート調査結果について述べる。まず学生と社会人との乗り心地感覚を比較すると学生の乗り心地感覚反応値の平均が 2.05 であるのに対して社会人のそれは 2.13 であり、若干、社会人の方が敏感に反応しているが、有意な差異は認められず、アンケート対象モニター全体の感覚反応値の平均と標本標準偏差により感覚反応を評価することとした。すなわち、標本数 36 の標本標準偏差 σ を算出し、その評価として平均値に σ を加算した値で評価する。この感覚反応値の平均値、標準偏差および平均値＋標準偏差を表 7－3 の右欄に加速度調査結果と併せて示す。

表 7-3 実測された加速度の指標

測定地点	床前部の加速度 (g)			床後部の加速度 (g)			感覚反応値		
	DAm _{ax}	DAm _{ean}	R.M.S.	DAm _{ax}	DAm _{ean}	R.M.S.	mean	S.D.	mean+S.D.
梅田～道頓堀(3)	0.314	0.170	0.0395	0.399	0.164	0.0422	2.47	0.87	3.34
湊町～梅田(4)	0.400	0.197	0.0415	0.334	0.182	0.0426	2.51	0.78	3.29
港大橋(5)	0.432	0.173	0.0347	0.363	0.164	0.0384	2.40	0.80	3.20
南港大橋(6)	0.446	0.202	0.0424	0.305	0.186	0.0420	2.63	0.88	3.51
一般道かもめ手前(7)	0.521	0.230	0.0628	0.682	0.214	0.0562	2.49	1.07	3.56
かもめ大橋西行き(8)	0.432	0.170	0.0346	0.523	0.168	0.0370	1.97	0.92	2.89
かもめ大橋東行き(9)	0.746	0.235	0.0544	0.657	0.220	0.0494	2.60	0.75	3.35
平林大橋(10)	0.414	0.176	0.0434	0.490	0.180	0.0505	2.22	0.72	2.94
柴谷橋(11)	0.475	0.196	0.0451	0.476	0.195	0.0542	1.93	0.59	2.52
新木津川大橋(12)	0.314	0.148	0.0343	0.410	0.162	0.0414	1.60	0.66	2.26
なみはや大橋(13)	0.364	0.157	0.0381	0.345	0.146	0.0367	1.71	0.66	2.37
天保山大橋(14)	0.282	0.140	0.0301	0.269	0.135	0.0317	1.44	0.56	2.00
此花大橋西行き(15)	0.328	0.172	0.0389	0.327	0.171	0.0381	1.79	0.64	2.43
此花大橋東行き(16)	0.350	0.161	0.0374	0.283	0.162	0.0473	1.71	0.51	2.22
Ave.	0.416	0.180	0.0412	0.419	0.175	0.0434	2.08	0.74	2.71

これらの関係を図 7-19 および 7-20 に整理した。図 7-19 は、前輪位置での測定加速度の 3 つの評価値と感覚反応値の平均値と標準偏差をプロットしたものである。また、図中の直線は、感覚反応値と測定加速度の相関を直線で示したもので、各図の欄外に相関直線式と相関係数を示した。図 7-20 は、同じく後輪位置での測定加速度と感覚反応値の関係である。相関係数からは前輪位置での測定加速度の平均値 D.A.mean と感覚反応値の相関が最も良いことが分かった。これは、自動車の乗り心地に関する文献¹⁰⁾の結果と一致している。

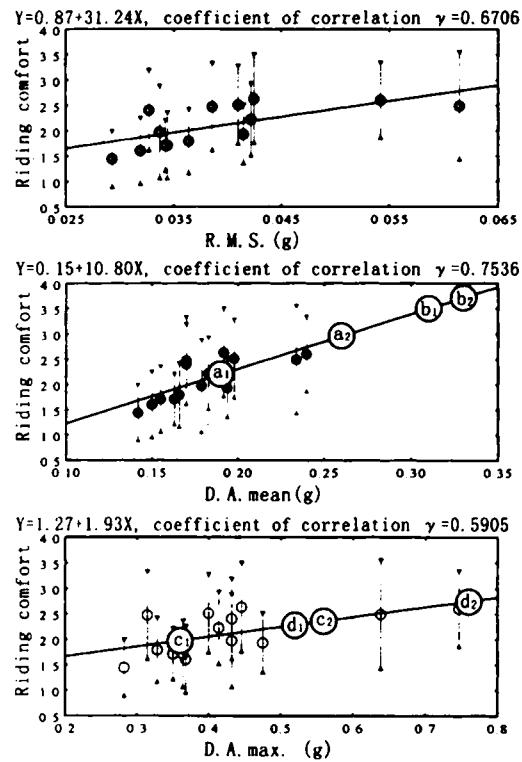


Fig.13 Relation of riding comfort at front point

図 7-19 前輪の実測加速度指標と感覚反応値

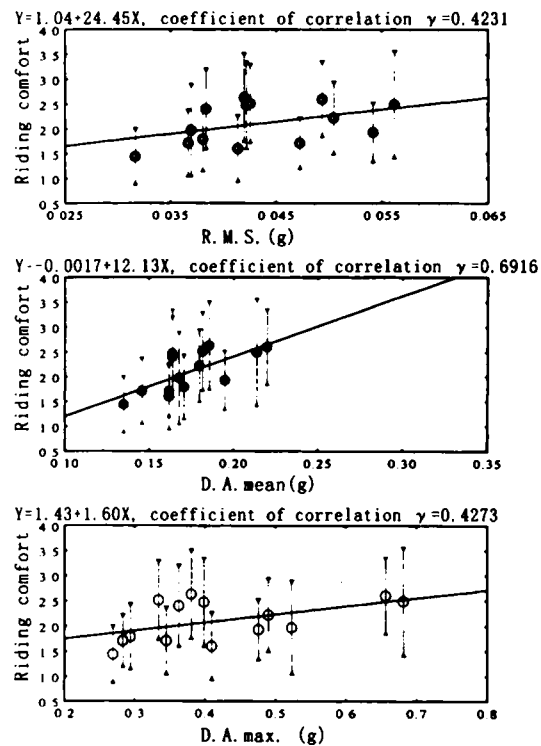


図 7-20 後輪の実測加速度指標と感覚反応値

7. 4 走行性の評価

浮体橋の振動使用性については、走行車輛の安全性と乗り心地の2つの評価があるが、走行車輛の安全性については、横風に対する走行車輛の安全性基準¹¹⁾等も参考に検討した。ただ、浮体橋の固有周期が非常に長ために、走行車輛が浮体橋の動揺によって受ける横方向加速度が非常に小さく、車両走行性に問題がないことが分かった。そこで本章では、乗り心地に関する使用性評価を中心に検討を行う。

今回調査を行った大阪市内橋梁の乗り心地については、その感覚反応値から悪くても概ね「多少振動を感じるが、特に問題ない程度である」と「明らかに特異な振動を感じる」との間である。浮体橋を通行する車輛の乗り心地判定として今回調査した一般橋梁の乗り心地と同程度であることを判定条件とした。そこで前輪鉛直加速度の最大両振幅および0.1g以上の両振幅の平均値に着目し、図7-19に浮体橋の走行シミュレーションにおいて算出された車輛の鉛直加速度の推算値を相関直線上にプロットした。プロットしたのは、平均水面時(M.S.L.)および走行シミュレーション結果から最も条件の悪い干潮時(L.W.L.)とした。それぞれの加速度値および相関直線から算定された感覚反応値を表7-4に示す。これらの図表から浮体橋の走行車輛の乗り心地として、竣工当初は、最も悪い場合でも「特異な振動を感じるが、不快まではいかない」程度と推察される。しかし、路面損傷が進むとその程度にも依存するが、かなり走行状況が悪くなり、「かなりの振動を感じ、少し不快である」に近づくと推察される。これは、走行シミュレーション結果と実橋調査の結果から、路面の角折れで発生した振動が減衰せず、路面の凹凸により振動が継続あるいは増幅されたりすることが問題となることが考えられる。

表7-4 走行シミュレーションから求められる加速度指標と感覚反応値

路面状態	潮位	図7-19表示	D.A. _{rms} (g)	感覚反応値
①	M.S.L.	a ₁	0.19	2.202
	L.W.L.	a ₂	0.26	2.958
②	M.S.L.	b ₁	0.31	3.498
	L.W.L.	b ₂	0.33	3.714
①	M.S.L.	c ₁	0.36	1.965
	L.W.L.	c ₂	0.56	2.351
②	M.S.L.	d ₁	0.52	2.274
	L.W.L.	d ₂	0.76	2.737

7. 5 まとめ

本章では、モデル浮体橋の走行性について、動的応答シミュレーションと実橋走行による乗り心地感覚調査をもとに浮体橋の車輛走行振動使用性の検討をまとめた。その結果、以下の事項が判明した。

- (1) 浮体橋を走行する車輛の鉛直振動は、朔望平均干潮位の状態のときに最も大きくなる。これは、伸縮装置の角折れ影響を最も受けやすい状態にあるためである。
- (2) 浮体橋の固有周期は、車両の固有周期に比べて非常に長く、浮体橋の動揺が車両走行の安全性に対する影響は小さい。
- (3) 走行車輛の乗り心地に支配的である鉛直加速度には、一般の固定橋と同様に路面凹凸状態の影響が大きく、凹凸の設定が重要な意味を持つ。
- (4) 走行車輛の乗り心地感覚反応値は、車輛の鉛直両振幅加速度の最大値、R.M.S.および $0.1g$ 以上のピーク値の平均値と正の相関がある。その中でも車輛前輪位置での加速度の $0.1g$ 以上の平均値との相関が最も大きい。
- (5) モデル浮体橋の竣工当時の車輛乗り心地は、「最も悪い場合でも特異な振動を感じるが、不快まではいかない」程度と推察される。さらに、路面損傷が進み、路面凹凸が大きくなると、かなり車両走行状況が悪くなり、「かなりの振動を感じ、少し不快である」に近かざくと推察される。これは伸縮装置通過時とその後の限られた区間であり、時間的にも干潮位や風波による浮体橋の動揺最大時のみであることから、通常の走行では大きな問題とならないと考えられる。

以上のような結論を得たが、これを踏まえてモデル浮体橋では伸縮装置の改良、具体的には角折れ影響を少なくするために小スパンの渡り桁を挿入し、角折れを2箇所分散することとした。また、本研究では記述しないが、モデル橋梁の竣工後、実橋走行試験と動的解析を実施し、本章の結果と対比して走行性について確認する予定である。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路構造令・同解説，1983.2.
- 2) 日本道路協会：立体横断施設設置基準・同解説，1979.1.
- 3) 川谷充郎，丸山忠明，川村幸男，岸本俊雄，三輪宜弘：浮体橋の振動使用性，土木学会構造工学論文集 vol. 43A，pp.757-764，1997.3.
- 4) 川谷充郎，小林義和，高森和恵：曲げとねじりを考慮した桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析，橋梁振動に関するコロキウム論文集 PART B, pp.249-256，1995.11.

- 5) 川谷充郎, 米島幹雄, 小松定夫: 道路橋の自動車走行による不規則振動解析に基づく路面平滑維持基準の評価法, 土木学会構造工学論文集 vol.38A, pp.789-795, 1992.3.
- 6) 日本国有鉄道列車速度調査委員会: 車両の乗り心地基準, 資料 3A - 2 - 1, 1963.7.
- 7) ORE Question B 153 : Application of the ISO 2361 Standard to Railway Vehicles, Report No.18, Final Report
- 8) 佐々木君章: 乗り心地向上のための制御技術, 鉄道総研報告 Vol.13, No.10. 1999.10.
- 9) (社) 日本機械学会: 機械工学便覧. 改訂第6版, 15章, pp.7-10, 1997.7.
- 10) 大沢洋, 宮崎清明, 安井博文: 大型バスの乗り心地に関する一考察, 自動車技術会学術講演会前刷り集, pp.231-236, 1993.10.
- 11) 本州四国連絡橋公団: 海上橋梁における横風による自動車走行性への影響, 本四技報 Vol.18, No.71, 1994.7.

第8章 地震応答解析と応答実験

8. 1 浮体橋の耐震性

浮体橋は、水に浮いていることから、一般橋梁の耐震設計で問題となるせん断波が伝達されず免震構造になっていると考えられる。しかしながら、その浮体の横方向支持方法や支持部材の剛性によっては地震の影響を考慮する必要がある。

本研究のモデルである夢洲・舞洲連絡橋は、ゴムフェンダーを介して反力壁、海中橋脚によって横支持されていることから、これらの横支持部材を介して浮体橋に地震力が作用し、浮体橋が運動するとともに支持部材に外力を与える。設計において、この相互に関係する応答性状を把握する必要がある。夢洲・舞洲連絡橋は、示方書では想定していない浮体橋という特殊橋梁であること、最大支間長が280mと適用範囲を超えていること、架設位置が軟弱な地盤であること、舞洲と夢洲を結ぶ唯一の交通路であり重要性が高いこと等を考慮すると、その耐震性については十分な照査が必要である。浮体橋の地震による挙動は、地震入力 of 構造への伝達経路や構造特性が一般の橋梁と大きく異なるため、通常 of 地震耐力判定が適用できないことから、時刻歴応答解析による動的設計により検討する。

本章では地震応答解析およびそれを検証する応答実験の手法と結果について述べるが、とくに以下の項目について着目した。

- ①ゴムフェンダーと反力壁との間に遊間（10cm）があり、地震時にこの遊間が浮体橋の振動性状にどのような影響を与えるか
- ②地震時におけるゴムフェンダーの圧縮ひずみレベルの範囲とひずみ速度が規定したゴムフェンダー基準を満足するか
- ③海中橋脚を設計するにあたり、ゴムフェンダーを介して浮体橋の質量（ポンツーンに付加される海水の付加質量を含む）がどの程度になるのか
- ④海中橋脚の耐震性が十分確保されているか
- ⑤夢洲・舞洲連絡橋の架設位置の地盤は、軟弱な海成地盤であることから、地盤を含めた構造物の耐震性が確保されているか
- ⑥地震時においては、浮体橋と取付緩衝桁との間に大きな相対変位が発生することが予測され、落橋防止装置を含めてどの程度の移動量を見込むか

8. 2 入力地震動

従来橋梁の耐震設計は、道路橋示方書の耐震設計編¹⁾に従って、主に震度法と橋脚については耐力照査が行われており、動的解析は確認のため照査という目的で用いられるケースが多かった。しかし、1995年兵庫県南部地震により多くの橋梁が被災し、基準の見直し

がなされた。1996年には示方書が改訂され²⁾、従来の震度法で規定されていた地震レベルは、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベルⅠ）として残されたが、橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動としてレベルⅡ地震動が新たに規定された。

このレベルⅡ地震動には2種類あり、ひとつはタイプⅠの地震動としてプレート境界型の大地震を想定したもの、あとひとつはタイプⅡの地震動として内陸直下型の地震を想定したものである。これらの地震動については過去の地震記録を標準化したり、兵庫県南部地震の記録を平滑したものが応答スペクトルとして規定されている。また、それに対応する時刻歴応答用の地震波が参考に示されている。示方書の解説には地震は、本来、その地域の活断層により決定されるべきものであるが、現状では多数の未解決な点があるとして今後の課題としている。

一方、大阪地域においては兵庫県南部地震以降、大阪府と大阪市が中心となって地域の活断層を考慮して地震動を想定する作業を行い、地域の設計対象地震動を作成した³⁾。これは入倉らの研究⁴⁾の成果を取り入れたものである。地震応答解析においては、入力地震波の特性によって構造物の応答も左右されるため、入力の選定にあたっては浮体橋の動的特性を考慮して地震波の特性を十分に検討、評価することが必要である。とくに第6章で示したように浮体橋の剛体運動の固有周期が非常に長いことから、長周期の地震波に対する検討が必要であると言える。

そこで、本モデルに適用の可能性がある地震波（加速度波形）を比較検討した。図8-1に示方書によるレベルⅠの地震動、図8-2、3に大阪府と大阪市が定めた架設地点のレベルⅡのタイプⅠに相当する南海道断層系による地震動、レベルⅡのタイプⅡに相当する上町断層系による地震動、図8-4に兵庫県南部地震のポートアイランドの地中-83mでの実測記録波形をそれぞれ示す。また、図8-5と8-6に示方書のレベルⅡ地震動のタイプⅠとタイプⅡに対する想定地震の3波形を示す。図8-2、3に示す大阪の想定地震波は、断層を設定し、架設位置付近の地盤情報を考慮して計算されたものである。

地震波の特徴としてレベルⅠ相当地震は、加速度レベルが小さく、卓越周期も顕著でない。南海道地震波形は、加速度レベルとしては200gal程度であるが、継続時間が非常に長い。上町断層の地震波形は、地震発生後12～14秒に強い波形が現れている。ポートアイランドの記録波形は、地震発生後6秒のところに非常に強い波形があり、その後もかなり強い波形が連続している。ただし、継続時間は約10秒と短い。示方書のレベルⅡタイプⅠの参考地震波は、300～400galの波形が約50秒連続している。この波形は、平滑化されたスペクトルに対応するもので周期性は見られないが、地震発生後50秒以降に非常に周期の長い波形が見られる。レベルⅡタイプⅡの地震波は、東神戸大橋およびポートアイランドの兵庫県南部地震記録波である。

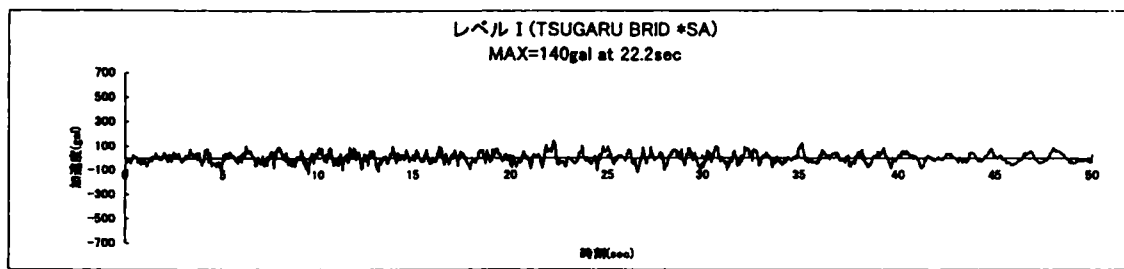


図 8-1 レベル I 相当地震波

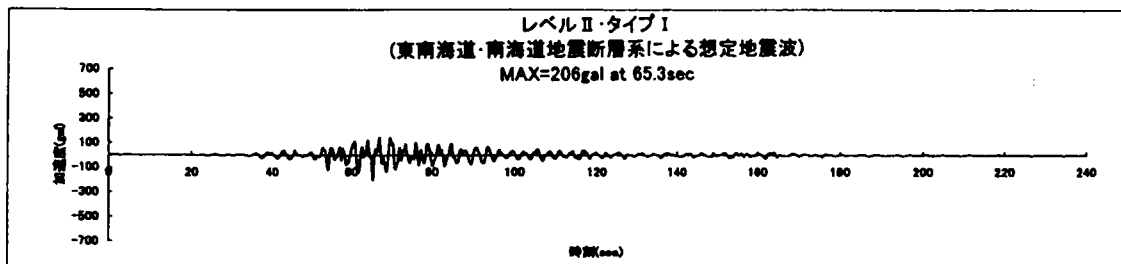


図 8-2 レベル II タイプ I 相当想定地震波 (南海道)

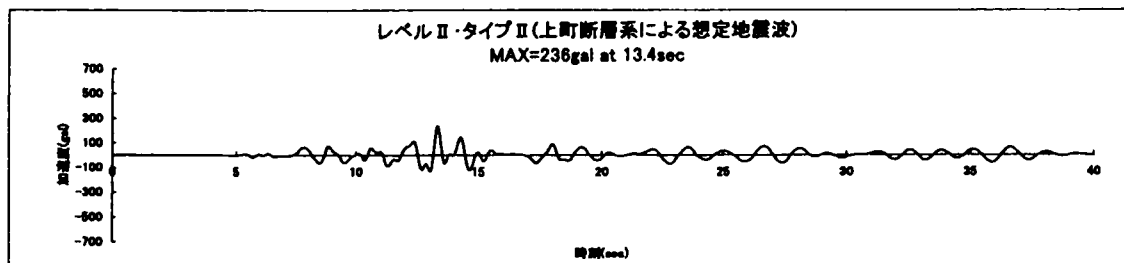


図 8-3 レベル II タイプ II 相当想定地震波 (上町断層)

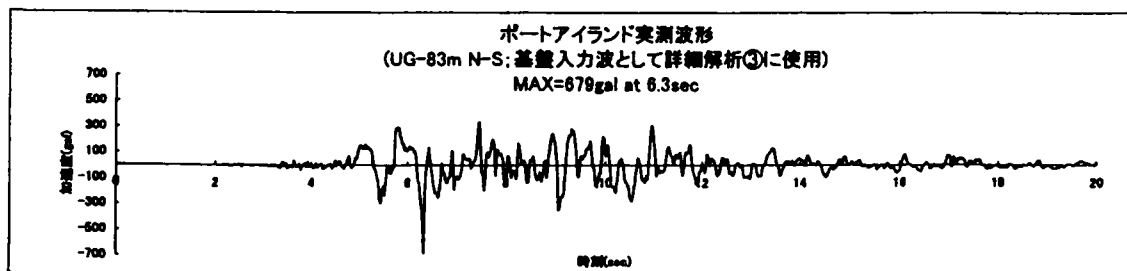


図 8-4 兵庫県南部地震実測波形 (ポートアイランドUG-83m, N-S)

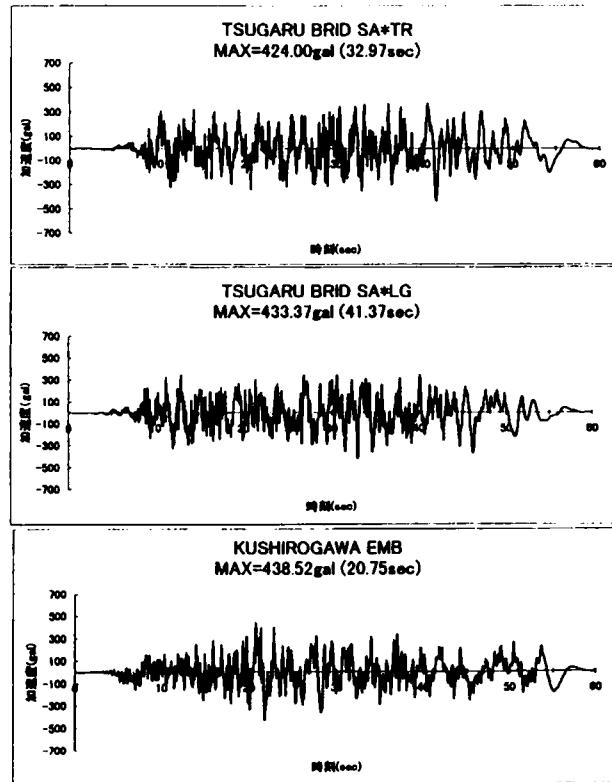


図 8-5 レベルⅡタイプⅠ道示スペクトル適合波

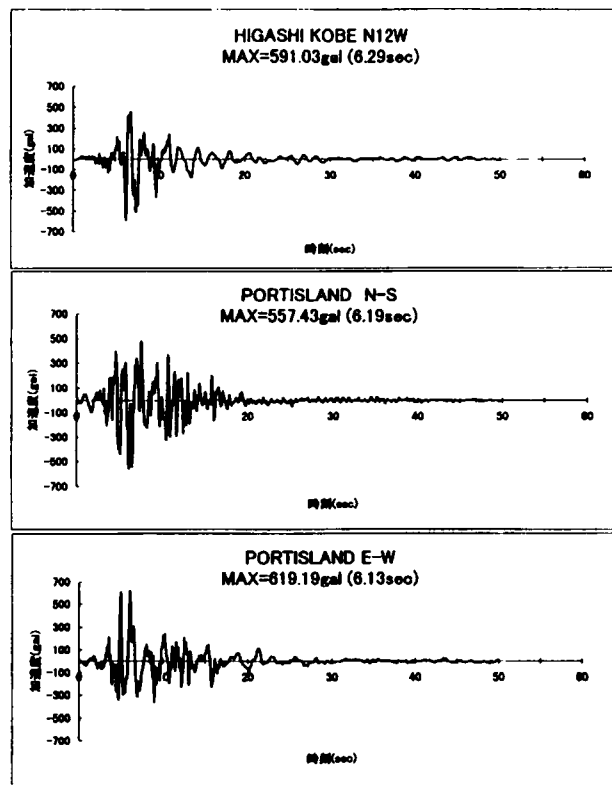


図 8-6 レベルⅡタイプⅡ道示スペクトル適合波

これらの地震波を加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 5\%$ ）で比較したのが図 8-7 である。ここで、ポートアイランドのスペクトルは、地下-83 m の記録を地盤 FEM モデルを使って地表波相当にしたもので比較している。示方書では、平滑されたレベルⅡ地震波のⅢ種地盤における標準スペクトルを示している。ただし、示方書では周期 0.1 ～ 5 秒の表示までであるが、レベルⅡタイプⅠのスペクトルを直線で外挿すると 10 秒で 200gal の点を通る。

ここで図 8-7 に夢洲・舞洲連絡橋の海中橋脚と浮体橋の固有値がある範囲を斜線で示した。海中橋脚は、夢洲側、舞洲側の橋軸方向および橋軸直角方向を含めて 0.6 ～ 0.9 秒に固有周期がある。浮体橋の固有値は、スウェイについては 4.6 秒（ゴムフェンダーの条件で変化する）、サージについては 5.8 秒で右側の斜線部分となっている。ヒープおよびロールの固有値については約 1.1 秒であり、この図外の長周期である。

この図から耐震設計として設計を支配する地震波は、海上橋脚自体は一般の固定橋と同じくタイプⅡの地震波であるが、橋体の固有周期を考慮するとタイプⅠの地震波が橋全体の耐震性に関わっていると想定できる。

示方書では耐震設計の手法として動的解析法を用いる場合、3つの地震波を採用することとしているが、浮体橋とそれを係留している構造系の固有周期が大きく異なるため、本橋は様々な地震波による応答を調査し、設計を行うため以下の地震波を用いて地震応答解析を行った。

① TSUGARU BRID *SA	レベルⅠ
② 東南海・南海道断層系 想定地震波	レベルⅡ タイプⅠ
③ 上町断層系 想定地震波	レベルⅡ タイプⅡ
④ ポートアイランド記録波 UG-83NS	レベルⅡ タイプⅡ
⑤ TUGARU BRID SA*TR	レベルⅡ タイプⅠ
⑥ TUGARU BRID SA*LG	レベルⅡ タイプⅠ
⑦ KUSHIROGAWA EMB	レベルⅡ タイプⅠ
⑧ HIGASHI KOBE N12W	レベルⅡ タイプⅡ
⑨ PORT ISLAND N-S	レベルⅡ タイプⅡ
⑩ PORT ISLAND E-W	レベルⅡ タイプⅡ

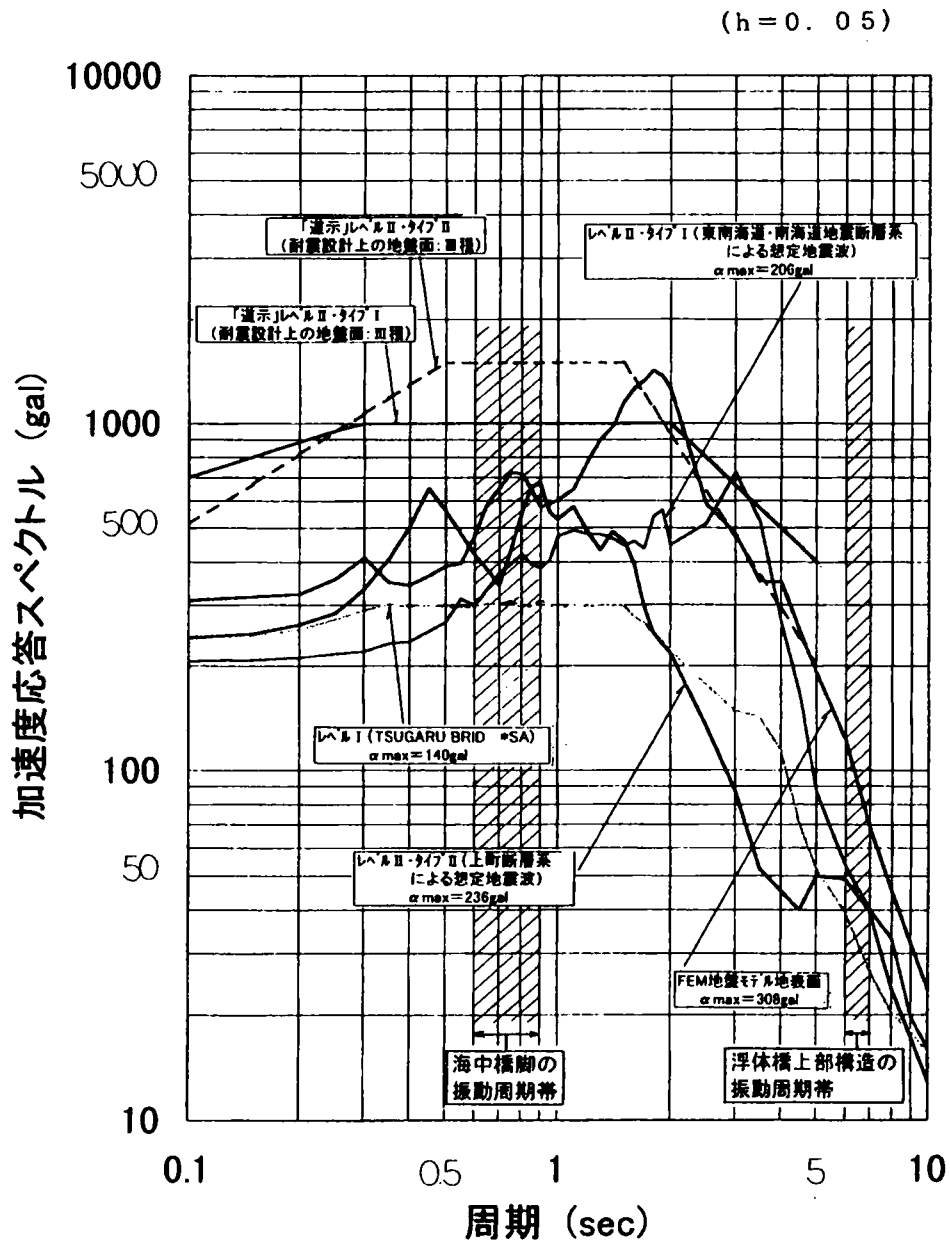


図 8-7 入力地震波の加速度応答スペクトル (h = 0.05)

8. 3 解析手法および解析モデル

応答解析にあたっては、橋脚下端をバネ支持した海中橋脚に浮体橋を係留したモデルを基本としたが、その条件のチェックおよび結果の精度を確認するため、表8-1に示した異なるモデルにより検討を加えた。各解析手法およびモデルについては、本研究では詳細に記述していないが、概要は以下のとおりである。

基礎解析は、海中橋脚単位を骨組モデルとし、浮体橋の基本振動性状の把握および全体モデルの条件算定のために実施した。具体的には、まず、ゴムフェンダーに遊間がない場合とある場合の振動性状の差、ゴムフェンダーの歪み量および歪み速度、ゴムフェンダーの非線形性による振動性状を確認するために実施したものである。入力については詳細解析③との対応からポートアイランド実測波（N-S）とした。これは、詳細解析③において地盤を双曲線モデル（Hardin-Drnevich モデル^{5, 6)}）としてFEM解析を行うことにより、地盤の非線形と地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答計算を実施しており、観測記録との整合性を確認する上でポートアイランド地下-83 mの地震波を用いたものである。

詳細解析②は、基礎-地盤の多質点系モデルであるが、地盤定数の入力に関しては詳細解析③の結果を取り入れてモデル化したものである。解析③の結果によるとレベルⅡ地震動による地盤のひずみレベルは4～5%に達しており、ボーリング試料の室内試験結果以上のひずみレベルであることから、ポートアイランドの地表波記録により、地盤の応力-ひずみ曲線および減衰-ひずみ曲線を修正して解析②に利用した。

詳細解析①は、基礎下端をバネ支持し、基礎解析および詳細解析②および③の結果を考慮して橋脚を基礎下端に地震入力したもので、各地震波に対して浮体橋の地震応答解析を行い、その結果により耐震検討を行ったものである。

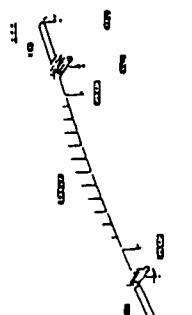
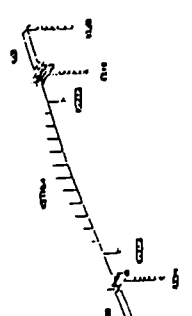
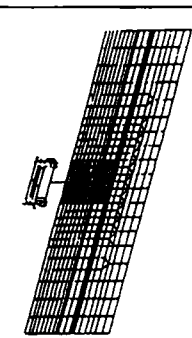
最終的な耐震設計モデルである詳細解析①モデルにおける浮体橋の特徴を以下に述べる。

①ポンツーン回りの海水の付加質量

ポンツーンに付加する海水の付加質量は、3次元ポテンシャル流として境界要素法⁷⁾により算出した。流体力計算用の要素分割を図8-8に示す。この解析により各モードの周期に対応する付加質量が図8-9のように求められる。浮体橋の代表的な自由度としてヒープ、サージおよびスウェイについて1次モードに対応する付加質量とそのポンツーン排水量に対する割合は、以下のようになる。

ポンツーンの排水量	: 14,483tf		
ヒープに対する付加質量	: $T \approx 12.0\text{sec}$	$11,090\text{tf} \times 9.8 = 108,680/14,483 \approx 7.5$	7.5 倍
サージに対する付加質量	: $T \approx 6.0\text{sec}$	$90\text{tf} \times 9.8 = 882/14,483 \approx 0.061$	6 %
スウェイに対する付加質量	: $T \approx 5.0\text{sec}$	$63\text{tf} \times 9.8 = 617/14,483 \approx 0.043$	4 %

表 8-1 解析モデルと条件

基礎解析		詳細解析 1	詳細解析 2	詳細解析 3																																																																																																																																																																																																								
基礎構造のモデル化	浮体構の振動特性把握のための動的解析	「道示」耐震設計編を基本とする動的解析	基礎構造を含む多質点系モデルによる動的解析	基礎地盤を含む F、E、M 解析																																																																																																																																																																																																								
	基礎構造を多質点系にモデル化	橋脚下端集中バネ	基礎構造を多質点系モデル化	基礎構造を骨組要素と面要素、周辺地盤を面要素でモデル化																																																																																																																																																																																																								
	基礎バネは初期剛性値	同 左	同 左	基礎バネは地盤の歪みに伴う剛性低下を考慮 (H-D モデル)																																																																																																																																																																																																								
	地震波入力法	全基礎バネ点同一入力	耐震設計上の地盤面入力 (橋脚下端入力)	基礎面入力 (DL-98m)																																																																																																																																																																																																								
地震波	ポートアイランド (UG-83N-S) 実波形	<table><tr><td>レベル 1 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 2 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 3 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 4 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 5 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 6 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 7 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 8 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 9 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 10 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 11 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 12 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 13 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 14 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 15 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 16 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 17 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 18 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 19 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 20 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 21 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 22 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 23 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 24 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 25 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 26 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 27 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 28 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 29 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 30 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 31 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 32 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 33 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 34 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 35 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 36 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 37 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 38 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 39 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 40 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 41 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 42 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 43 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 44 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 45 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 46 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 47 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 48 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 49 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 50 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 51 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 52 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 53 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 54 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 55 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 56 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 57 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 58 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 59 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 60 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 61 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 62 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 63 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 64 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 65 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 66 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 67 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 68 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 69 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 70 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 71 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 72 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 73 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 74 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 75 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 76 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 77 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 78 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 79 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 80 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 81 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 82 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 83 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 84 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 85 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 86 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 87 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 88 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 89 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 90 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 91 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 92 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 93 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 94 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 95 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 96 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 97 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 98 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 99 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr><tr><td>レベル 100 (橋脚柱レベル)</td><td>1500mm 間隔 15k</td></tr></table>	レベル 1 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 2 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 3 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 4 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 5 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 6 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 7 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 8 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 9 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 10 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 11 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 12 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 13 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 14 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 15 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 16 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 17 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 18 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 19 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 20 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 21 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 22 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 23 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 24 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 25 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 26 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 27 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 28 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 29 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 30 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 31 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 32 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 33 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 34 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 35 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 36 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 37 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 38 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 39 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 40 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 41 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 42 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 43 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 44 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 45 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 46 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 47 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 48 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 49 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 50 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 51 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 52 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 53 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 54 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 55 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 56 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 57 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 58 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 59 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 60 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 61 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 62 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 63 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 64 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 65 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 66 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 67 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 68 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 69 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 70 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 71 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 72 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 73 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 74 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 75 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 76 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 77 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 78 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 79 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 80 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 81 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 82 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 83 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 84 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 85 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 86 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 87 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 88 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 89 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 90 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 91 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 92 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 93 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 94 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 95 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 96 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 97 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 98 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 99 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	レベル 100 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k	ポートアイランド (UG-83N-S) 実波形	ポートアイランド (UG-83N-S) 実波形
	レベル 1 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																										
レベル 2 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 3 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 4 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 5 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 6 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 7 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 8 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 9 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 10 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 11 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 12 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 13 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 14 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 15 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 16 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 17 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 18 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 19 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 20 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 21 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 22 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 23 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 24 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 25 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 26 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 27 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 28 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 29 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 30 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 31 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 32 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 33 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 34 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 35 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 36 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 37 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 38 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 39 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 40 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 41 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 42 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 43 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 44 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 45 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 46 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 47 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 48 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 49 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 50 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 51 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 52 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 53 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 54 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 55 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 56 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 57 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 58 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 59 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 60 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 61 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 62 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 63 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 64 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 65 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 66 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 67 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 68 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 69 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 70 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 71 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 72 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 73 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 74 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 75 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 76 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 77 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 78 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 79 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 80 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 81 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 82 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 83 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 84 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 85 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 86 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 87 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 88 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 89 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 90 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 91 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 92 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 93 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 94 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 95 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 96 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 97 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 98 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 99 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
レベル 100 (橋脚柱レベル)	1500mm 間隔 15k																																																																																																																																																																																																											
解析モデルの概要	<table><tr><td>舞洲側</td><td>橋脚方向</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td><td>● (全体系モデル)</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td></tr><tr><td>舞洲側</td><td>橋脚方向</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td><td>● (全体系モデル)</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td></tr><tr><td>舞洲側</td><td>橋脚方向</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td><td>● (全体系モデル)</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td></tr><tr><td>舞洲側</td><td>橋脚方向</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td><td>● (全体系モデル)</td><td>● (1 橋脚系モデル)</td></tr></table>	舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)	舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)	舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)	舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)																																																																																																																																																																																							
		舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)																																																																																																																																																																																																						
		舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)																																																																																																																																																																																																						
		舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)																																																																																																																																																																																																						
	舞洲側	橋脚方向	● (1 橋脚系モデル)	● (全体系モデル)	● (1 橋脚系モデル)																																																																																																																																																																																																							
振動特性、解析法の評価	●	●	●																																																																																																																																																																																																									
設計照査	●	●	●																																																																																																																																																																																																									

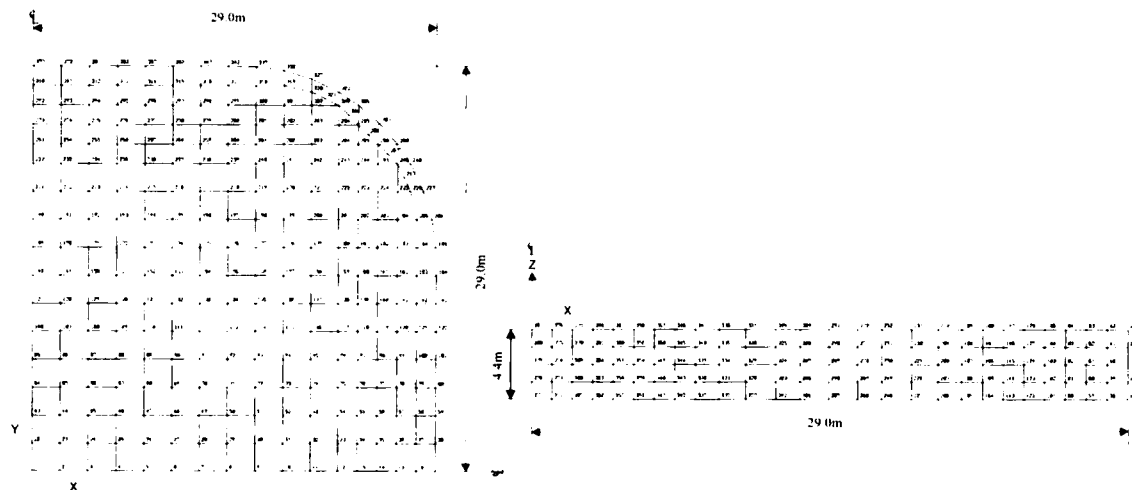


図 8-8 ポンツーンの境界要素法モデル

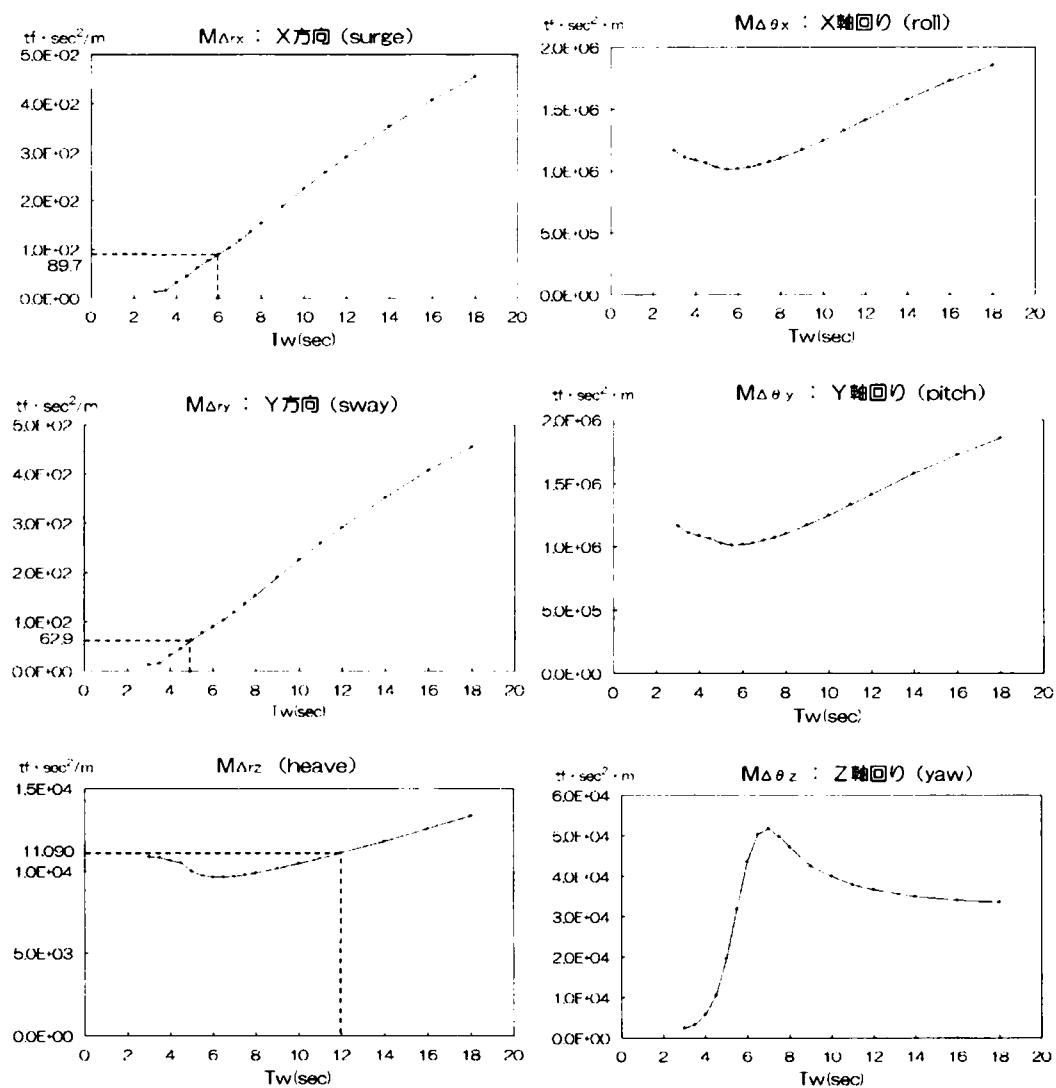


図 8-9 付加質量の解析結果

②ポンツーンの造波減衰

ポンツーンの造波減衰についても付加質量と同じく境界要素法によって求めた。これも図8-10に示すようにポンツーンの6自由度の成分に対して周期の関数として与えられる。この図で縦軸は、減衰係数 C_A を円振動数 ω で除したものである。i 次の減衰係数 C_{Ai} と地震応答解析で用いられる減衰常数 h との関係は、

$$h = \frac{C_{Ai}}{2m_i \cdot \omega_i} \quad (\text{式 8-1})$$

である。ここで m_i は i 次の有効質量、 ω_i は i 次の振動数であり、付加質量と同じく代表方向の減衰常数は、以下のようになる。

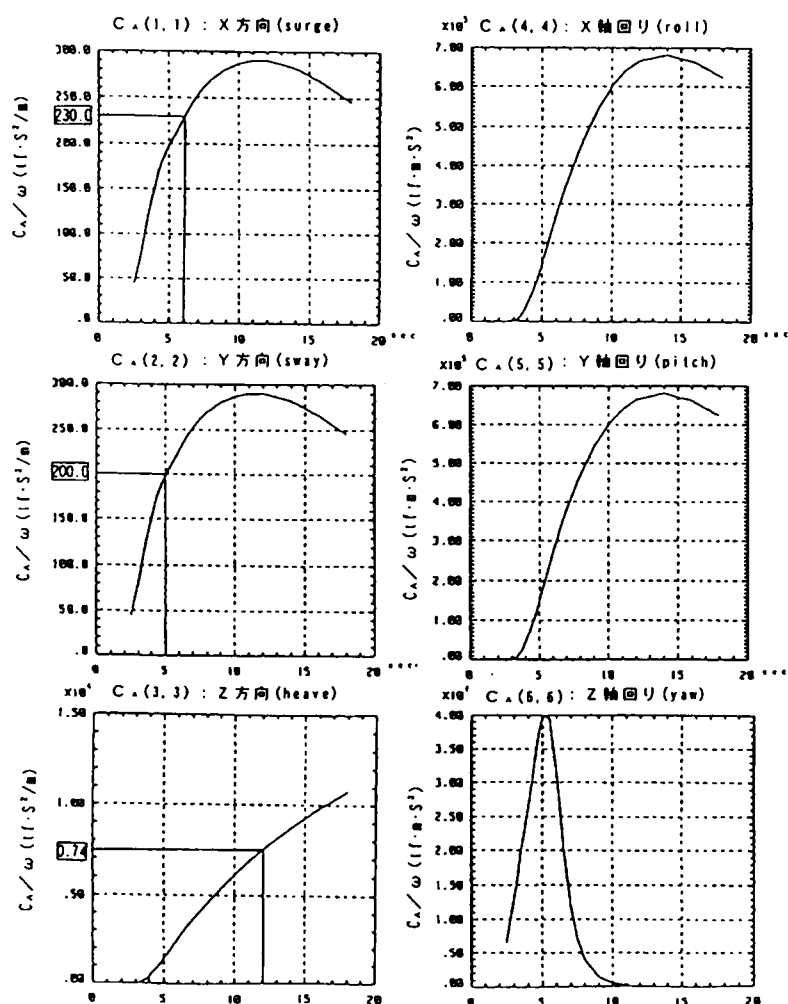


図8-10 ポンツーン造波減衰解析結果

サージに対する造波減衰：T ≒ 6 sec として $\omega = 1.047$, $C_A/\omega = 230$

$$h = \frac{C_A}{2m \cdot \omega} = \frac{230 \times 1.047}{2 \times 3340 \times \frac{1}{2} \times 1.047} = 0.069$$

スウェーに対する造波減衰：T ≒ 5.0sec として $\omega = 1.257$, $C_A/\omega = 200$

$$h = \frac{C_A}{2m \cdot \omega} = \frac{200 \times 1.257}{2 \times 3314 \times \frac{1}{2} \times 1.257} = 0.060$$

ヒープに対する造波減衰：T ≒ 12sec として $\omega = 0.524$, $C_A/\omega = 0.74 \times 10^{-4}$

$$h = \frac{C_A}{2m \cdot \omega} = \frac{0.74 \times 10^4 \times 0.524}{2 \times 25368 \times \frac{1}{2} \times 0.524} = 0.29$$

また、ポンツーン以外の部材については過去の橋梁設計例と解析③を参考に定めた。表 8-2 に各構造要素に対する減衰定数を整理した。なお、浮体構造全体の運動方程式の中では減衰項として構造減衰マトリックス [C] と造波減衰マトリックス [C_A] の和をなる。

表 8-2 各構造要素の減衰定数

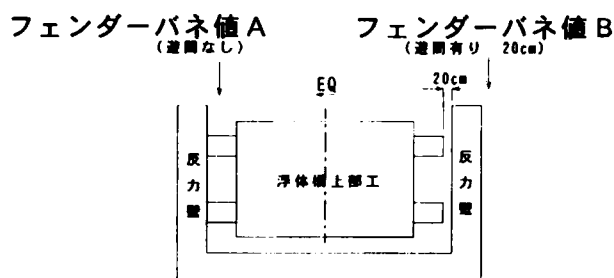
			詳細解析①		詳細解析②	詳細解析③
			(レベルⅠ)	(レベルⅡ)	(レベルⅡ)	(レベルⅡ)
	主橋体、緩衝桁		1%	2%	2%	2%
浮体橋	ポンツーンの造波減衰		ポンツーンの造波減衰は各ポンツーンに粘性ダンパ要素として入力 橋軸方向（サージ）：240.8 tf・s/m（概ねh≒7%） 橋軸直角方向（スウェー）：251.4 tf・s/m（概ねh≒6%） 鉛直方向（ヒープ）：3,878 tf・s/m（概ねh≒29%）			
下部構造	ドルフィン	反力壁・鋼製梁	2%	5%	5%	5%
		RC橋脚柱	5%	10%	10%	10%
	端橋脚	鋼製橋脚	2%	5%	5%	5%
基礎 ～地盤系	海上部	鋼管矢板基礎		*1	*1	5%
		地盤	10%	30%	30%	履歴(HDモデル)
	埋立部	鋼管杭基礎		*1	*1	5%
		地盤	10%	30%	30%	履歴(HDモデル)

*1： 鋼管矢板基礎の構造減衰： 5%
地盤の履歴減衰（SHAKEより）： 20%
地下逸散減衰： 5% } より設定

③ゴムフェンダーモデル

浮体橋と反力壁は、図 8－11 に示すような関係にあり、通常浮体橋は、片側の反力壁に接触し、反対側に設計遊間（10cm）の 2 倍の遊間があると考えられる。そこで、ゴムフェンダーの反力－変位（ひずみ）特性を図 8－12 に示すような 2 種類のものを設定した。ゴムフェンダーの弾性係数については、基礎解析においては第 5 章で述べた SUS2500H の圧縮試験結果から 1000tf/m と仮定し、基礎解析応答計算結果からゴムフェンダーの最大ひずみ速度が 0.48/s が得られたことから、第 5 章の図 5－8 を参考に速度依存性を考慮して 1300tf/m とした。

橋 軸 直 角 方 向



橋 軸 直 角 方 向

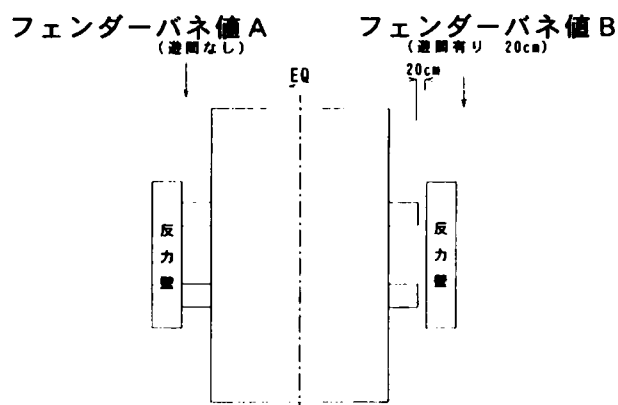
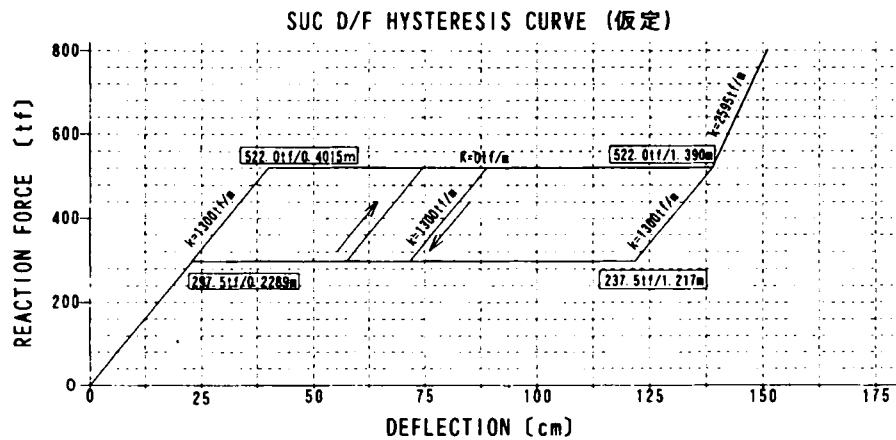


図 8－11 浮体橋とゴムフェンダーおよび反力壁の相対関係

遊間なし側フェンダー



遊間有り側フェンダー

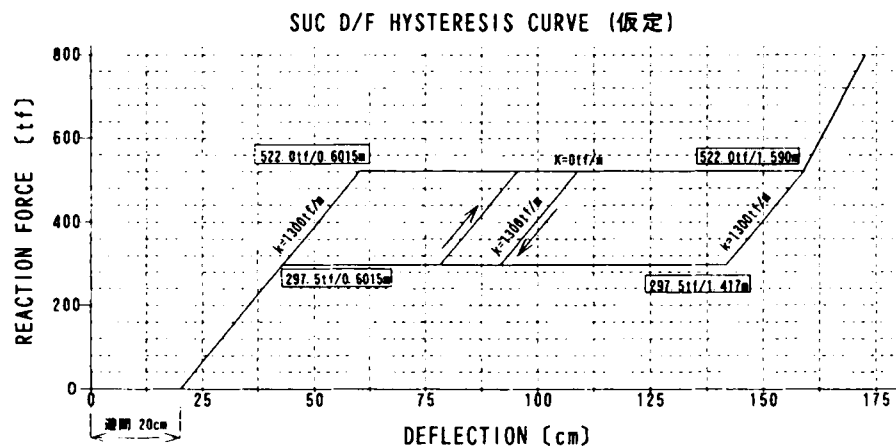


図 8-12 ゴムフェンダーのヒステリシスモデル

8. 4 応答解析結果と耐震設計

設計に用いる詳細解析①モデルの妥当性を確認するため、詳細解析②、③および基礎解析で得られた6方向の1次固有周期を表8-3に示す。基礎解析および詳細解析③では、浮体橋を1橋脚モデルに支持していることから上部工の弾性影響が考慮できないためスウェイの固有周期が短くなっているが、その他のモードに対する固有周期は、ほぼ一致しており、詳細解析①モデルによる応答解析によって耐震検討を行っても、ほぼ全体系の挙動が把握できることを確認した。耐震検討で重要となる橋軸直角方向の挙動としてスウェイおよびヨウイングのモードを図8-13に示す。

表 8 - 3 各解析モデルによる固有周期

(単位：sec)

			詳細解析①	詳細解析②	詳細解析③	詳細解析
			全体系モデル		1 橋脚系モデル	
橋軸方向 (サージ)			5.4sec	5.4	5.2	5.3
直角方向 (スウェイ)			4.6	4.6	3.6	3.7
垂直方向 (ヒープ)			12.3	12.3	12.3	12.3
橋軸回り (ロール)			10.4	10.4	10.6	10.6
橋直回り (ピッチング)			12.2	12.2	12.2	12.2
垂直回り (ヨウ)			2.6	2.6	2.3	2.3
地 盤 (1 次)	橋軸方向		-	-	1.5	-
	直角方向		-	-	1.4	-
下 部 工 (1 次)	夢洲	橋軸方向	0.69	0.68	0.70	-
		直角方向	0.56	0.58	0.56	-
	舞洲	橋軸方向	0.85	0.85	0.71	0.64
		直角方向	0.74	0.75	0.64	0.64

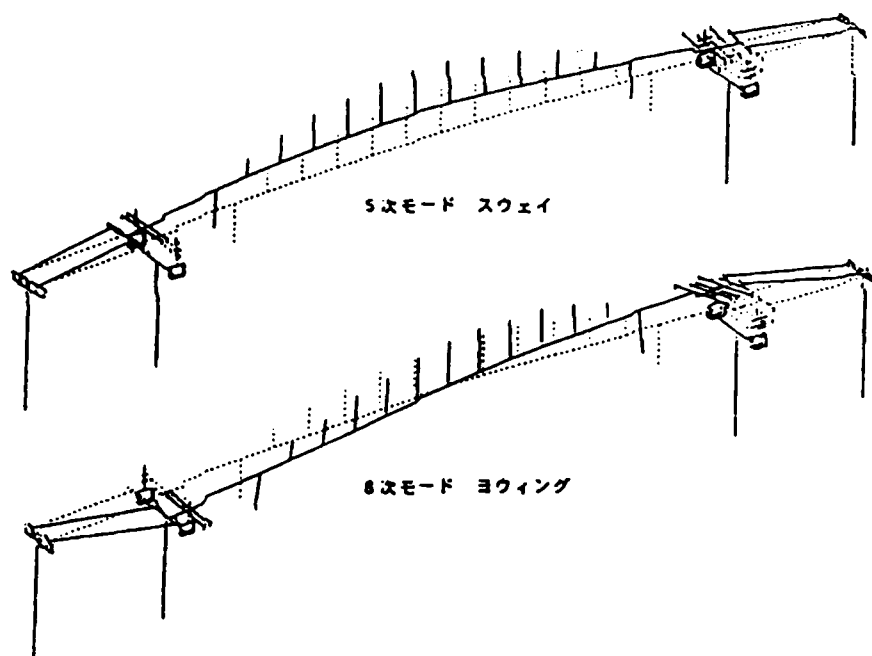


図 8 - 13 浮体橋橋軸直角方向へのモード

つぎに各地震波による時刻歴応答解析結果を図 8-14～19 に示す。これらは、時刻歴応答の代表例として各地震波による舞洲側の橋軸直角方向応答変位を示した。それぞれの応答は、以下の地震波によるものである。

- 図 8-14 TSUGARU BRID *SA レベルⅠ
図 8-15 東南海・南海道断層系 想定地震波 レベルⅡ タイプⅠ
図 8-16 上町断層系 想定地震波 レベルⅡ タイプⅡ
図 8-17 ポートアイランド記録波UG-83NS レベルⅡ タイプⅡ
図 8-18 TSUGARU BRID SA*TR レベルⅡ タイプⅠ
図 8-19 HIGASHI KOBE N12W レベルⅡ タイプⅡ

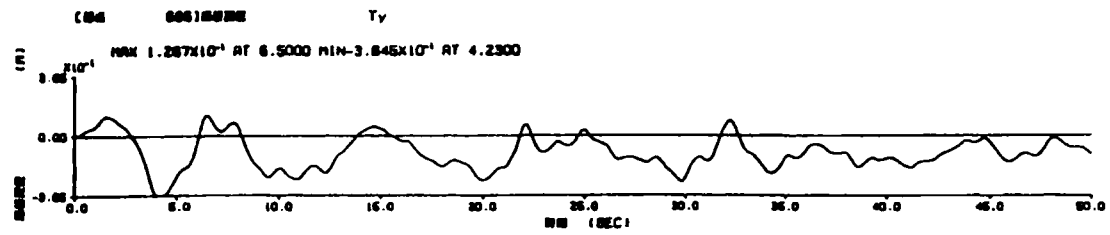
これらの図では 5 つの応答波形を示しているが、上から浮体橋中心の橋軸直角方向変位、上下 2 段に取り付けられている上段のゴムフェンダー変位、反力壁下端変位および橋脚柱下端変位の時刻歴である。最下段には入力加速度波形をそれぞれ示している。

レベルⅠ相当地震波では反力壁および橋脚は、入力に対してその波形に応じた応答をするのに対して浮体上部工は、かなり長い周期で応答している。応答値としては非常に小さく、耐震面からの問題はない。東南海・南海道断層系の想定地震波（レベルⅡタイプⅠ）においても同様のことが言えるが、上部工の応答が大きくなるのと地震波形が終了後も浮体上部工が長い周期で応答している。

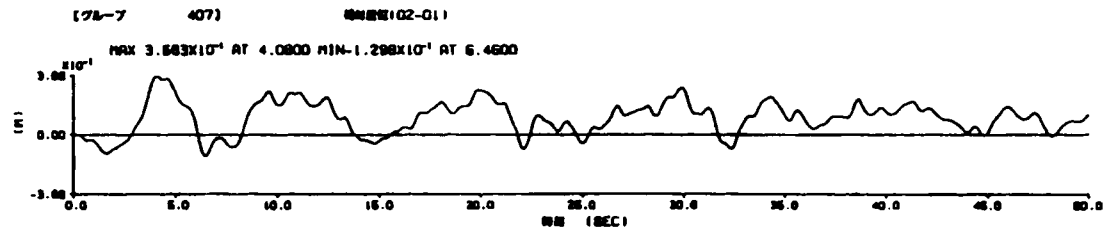
レベルⅡのタイプⅡに相当する上町断層系の想定地震波とポートアイランド記録波において、この傾向が一層明確にでている。すなわち、地震初期の大きな地震力によって橋脚、反力壁が応答し、その応答変位によってゴムフェンダーにひずみが生じ、フェンダー反力によって浮体橋が振動する。その後、入力波形は小さくなるが、浮体橋はスウェイの周期でゴムフェンダー間で応答値が大きいまま往復運動している。地震動が終了してもその応答によってゴムフェンダーのひずみが生じ、反力壁に変位を与えている。ちょうど浮体橋がゴムフェンダーによって弾かれ、その後はゴムの間で反力を得ながら運動を繰り返している。橋脚からみると、レベルⅡタイプⅡ大きな地震力を受けたとき、浮体橋が反力壁—橋脚を支えるが、それによって生じたゴムフェンダーひずみにより浮体橋が運動し、地震終了後も反力壁—橋脚に外力を与え続ける。

レベルⅡタイプⅠに相当する道示スペクトル適合波として入力した津軽大橋地震波では入力波の特徴がそのまま応答に現れている。この波形は、50 秒以降に長周期成分が存在し、その周期が浮体橋のスウェイの固有周期に近く、この波で非常に大きな応答変位がゴムフェンダーと浮体橋に発生している。ただ、この地震波は、図 8-7 に示した示方書の標準スペクトルに適合するよう長周期成分がこの後半部分に集中している可能性があり、実際に非常に強い地震力がこのような周期帯の波形で出現するかは疑問があり、設計としてはこの応答結果により断面を変更することは適切でないと判断できる。

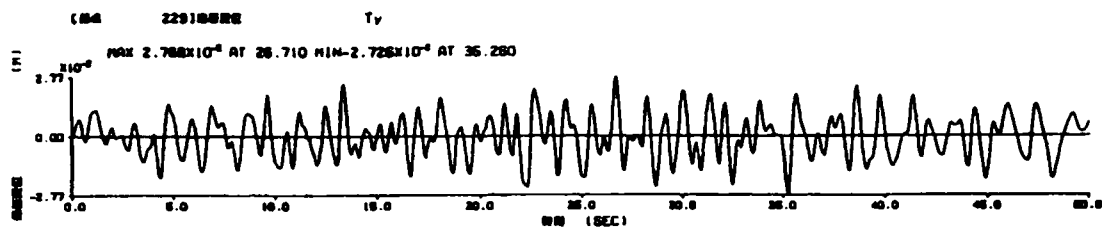
上部工中心



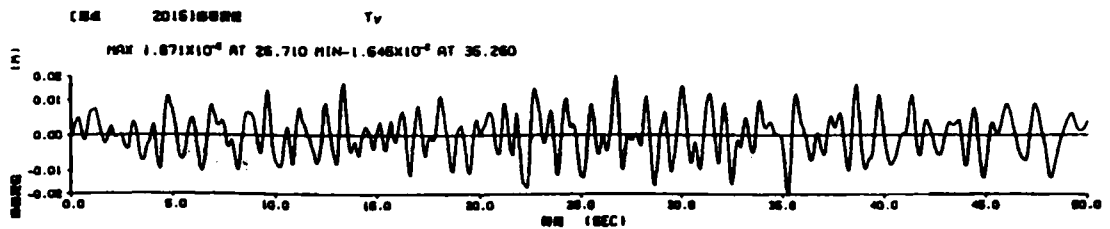
上段フェンダー



反力壁下端



柱下端



入力加速度波形

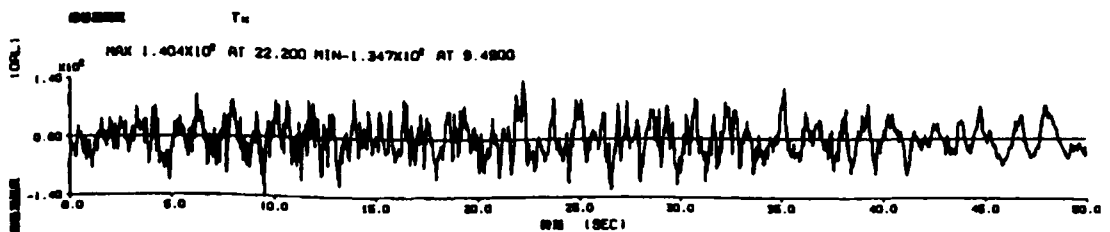
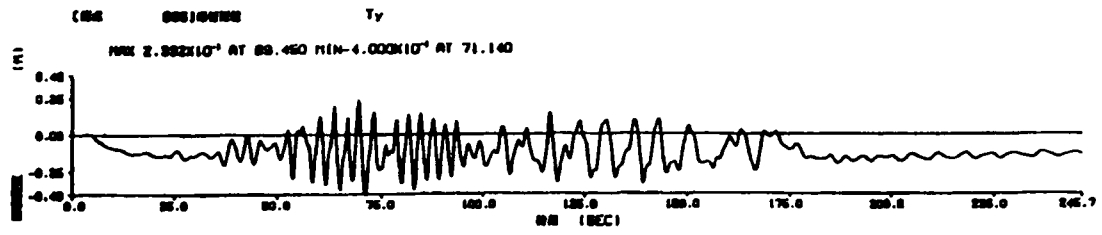
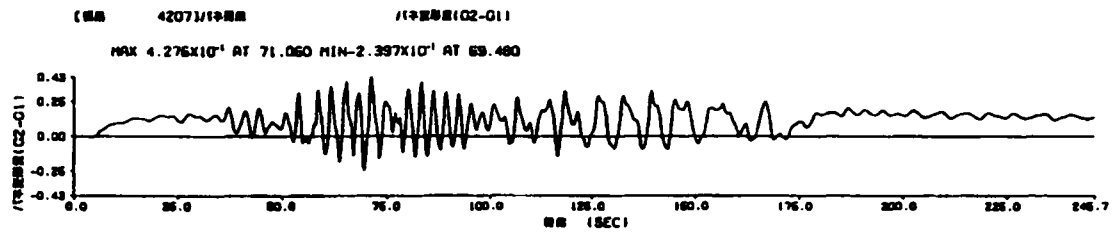


図8-14 TSUGARU BRID (レベルI相当)の時刻歴応答変位(橋直)

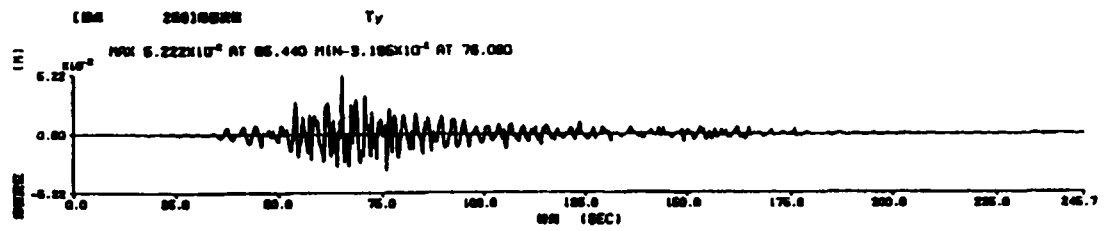
上郷工中心



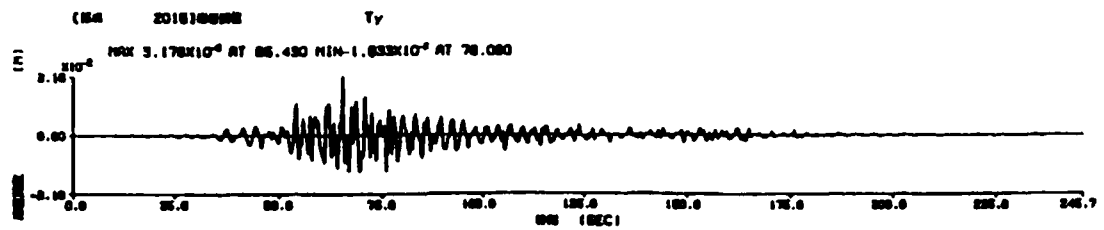
上段フェンダー



反力壁下端



柱 下 端



入力加速度波形

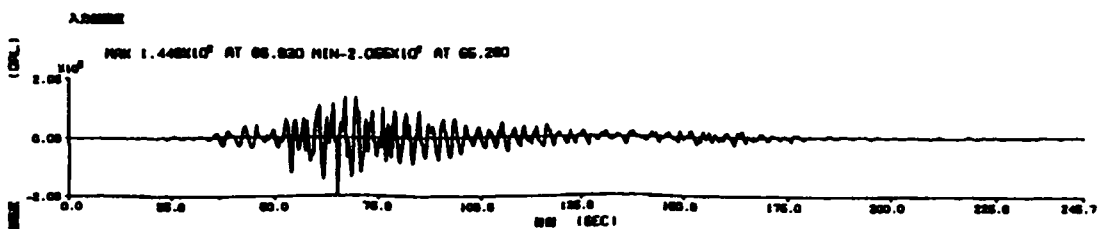
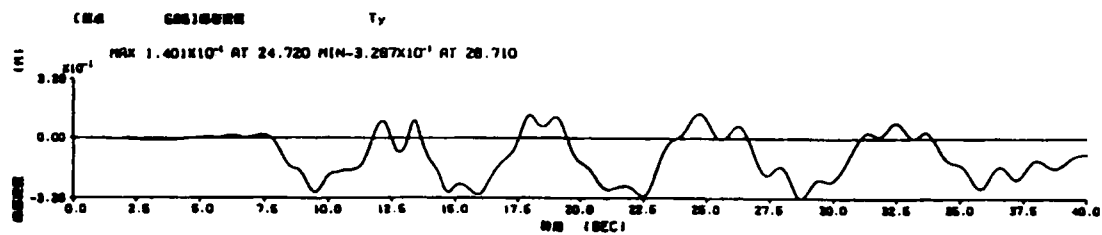
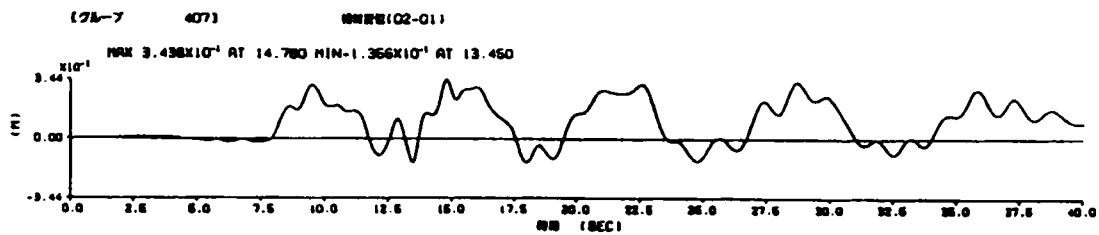


図 8-15 南海道想定地震（レベルⅡ，タイプⅠ）による時刻歴応答（橋直）

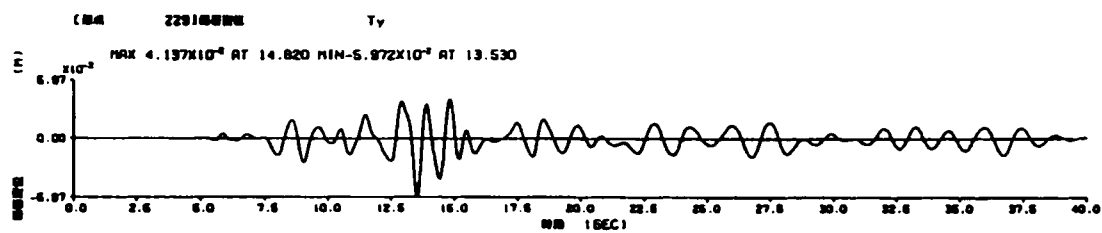
上部工中心



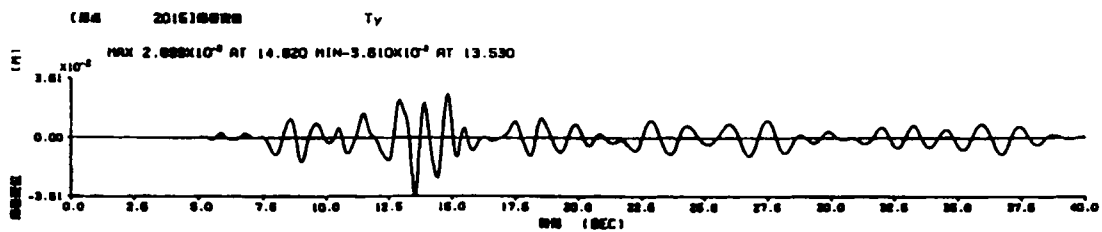
上段フェンダー



反力壁下端



柱下端



入力加速度波形

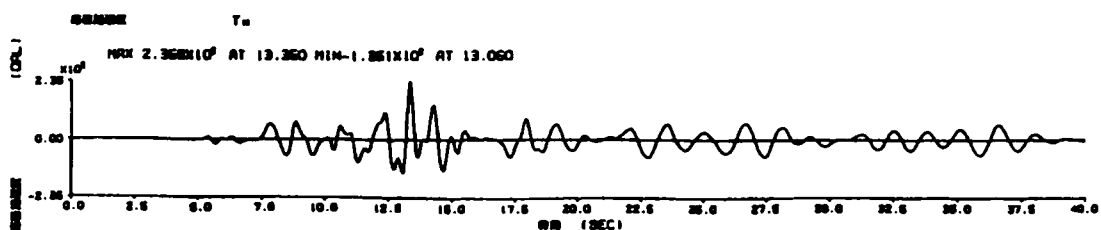
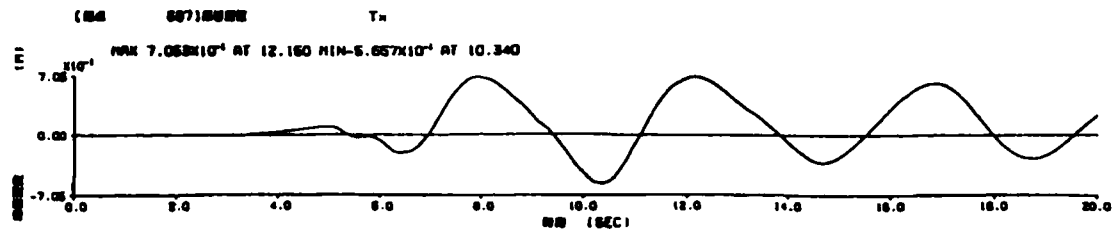
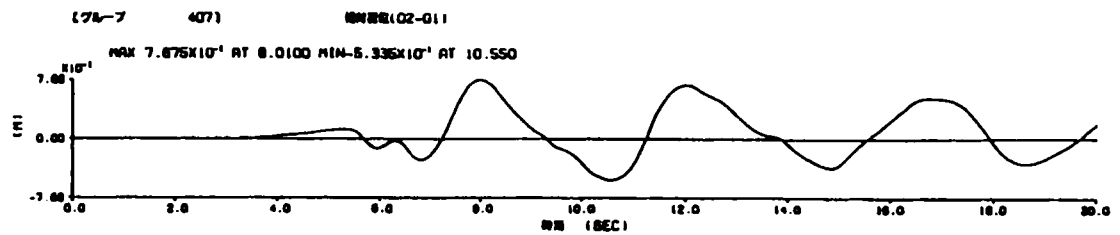


図8-16 上町断層想定地震（レベルⅡ，タイプⅡ）による時刻歴応答（橋直）

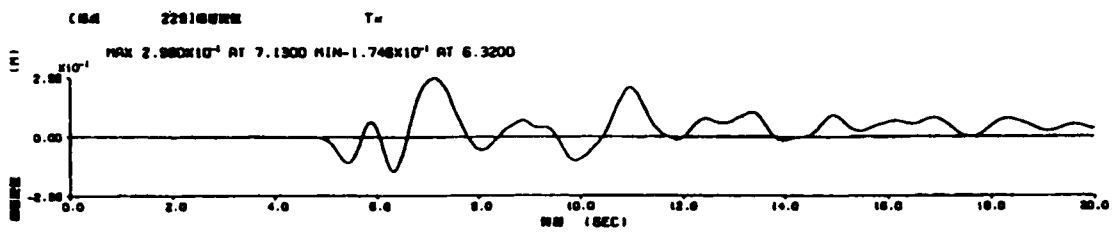
上部工中心



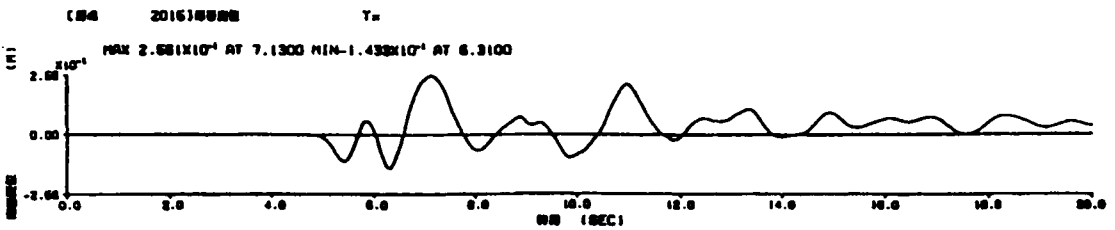
上段フェンダー



反力壁下端



柱 下 端



入力加速度波形

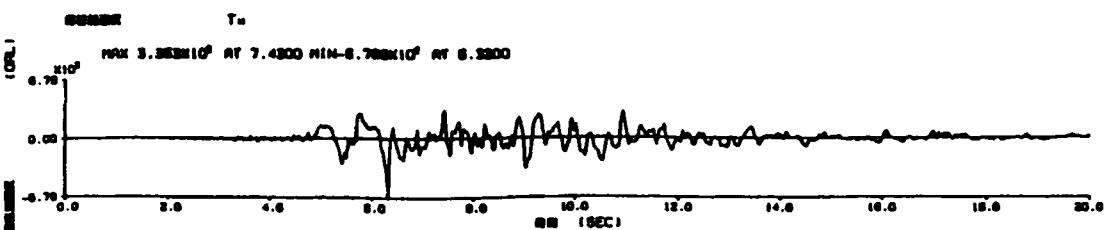
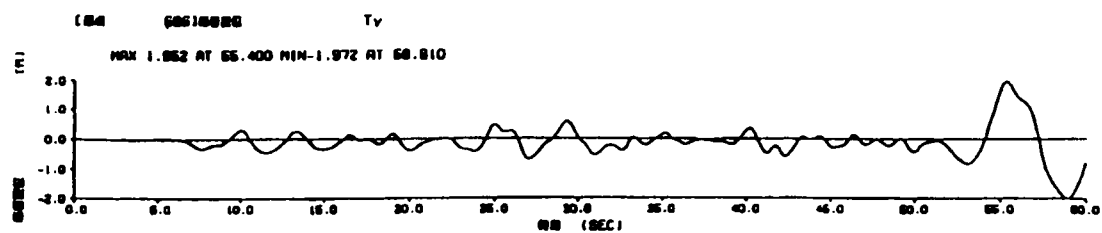
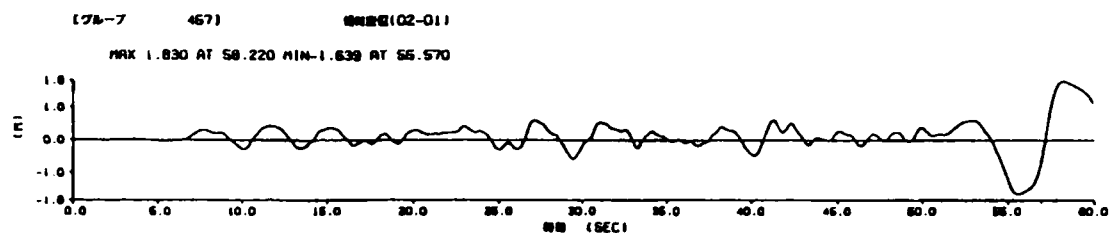


図 8-17 ポートアイランド実測波による時刻歴応答 (橋直)

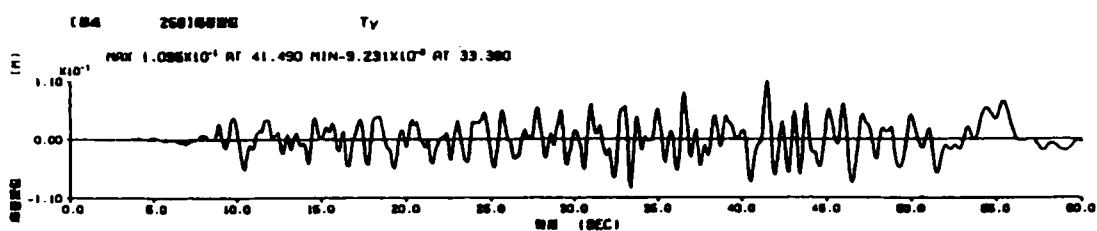
上部工中心



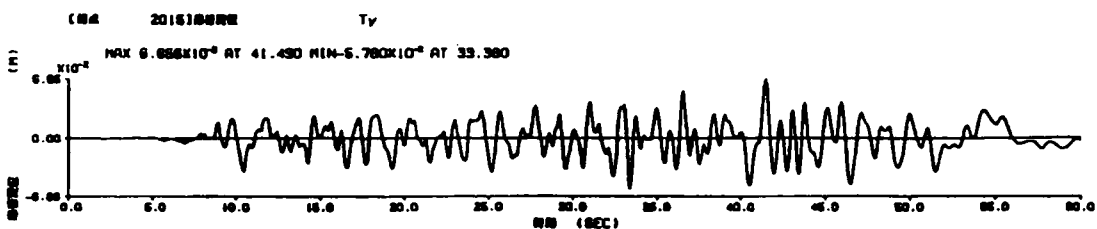
上段フェンダー



反力壁下端



柱 下 端



入力加速度波形

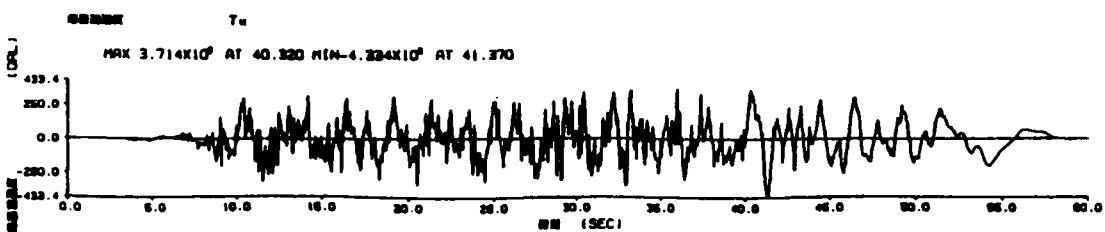
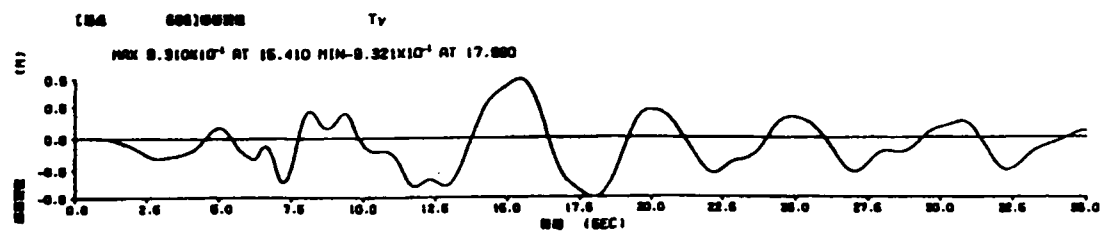
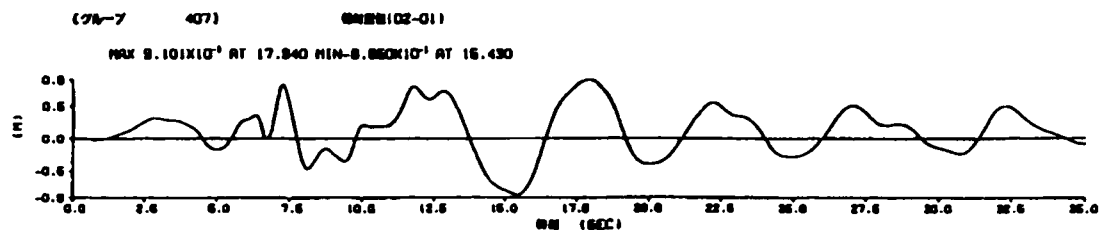


図 8-18 道示スペクトル適合波（レベルⅡ，タイプⅠ相当）による時刻歴応答（橋直）

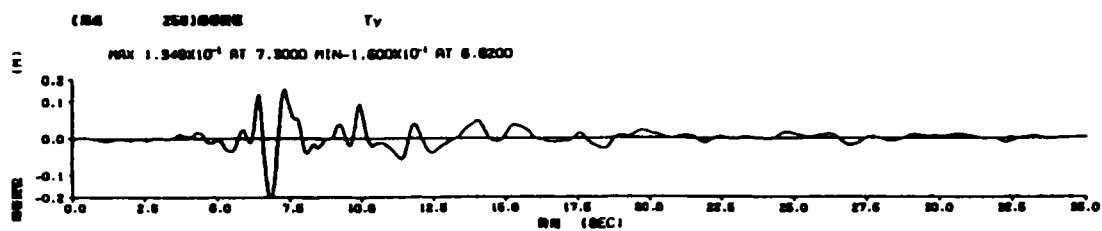
上部工中心



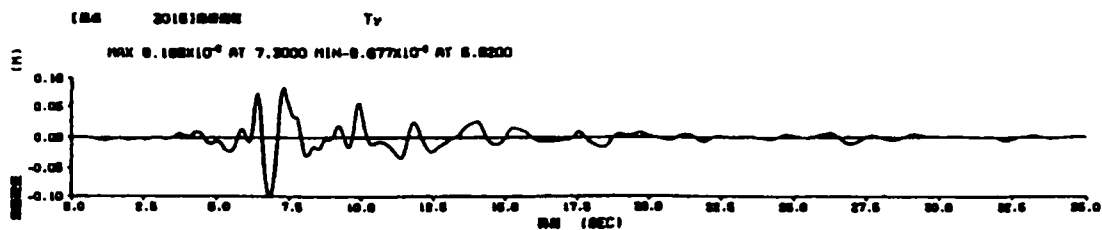
上段フェンダー



反力壁下端



柱下端



入力加速度波形

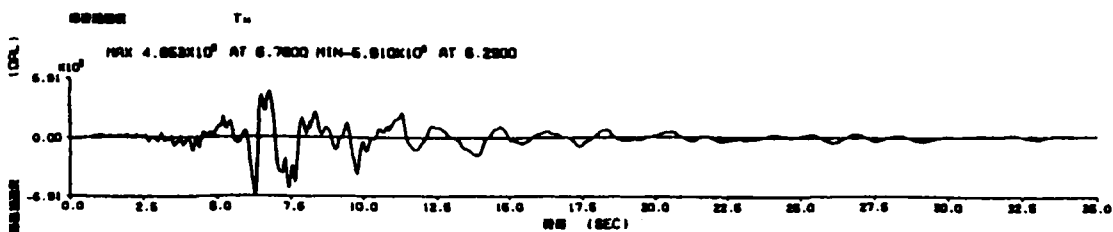


図 8-19 東神戸大橋実測波 (レベルⅡ, タイプⅡ相当)

以上の地震応答解析の結果、設計に用いる数値としてゴムフェンダーの最大応答値を表 8-4 に整理した。また、図 8-12 に示したゴムフェンダーのヒステリシスモデルにおいて、応答値が定反力域に入った頻度と定反力域を超えた頻度を表 8-4 にあわせて整理した。ゴムフェンダーの使用範囲として圧縮ひずみを 38 %以下に留めることを原則としているが、解析ではレベルⅡのタイプⅠ地震波による応答がこの数値を超える可能性がある。しかしながら、入力特性と発生したとしてもその頻度が 1 回もしくは 2 回程度であり繰り返しこのような大きなひずみが発生するものではないことを考慮して断面変更しないと判断した。ただし、本解析では最大ひずみ量として 65 %が発生しており、それに対応するゴムフェンダーの大ひずみに対する試験を行い、フェンダーが破損しないことを確認した。また、その時の反力に対しても反力壁および橋脚、基礎の耐荷力を照査し、安全性を確保した。

表 8-4 各地震によるゴムフェンダーの応答量

				レベルⅠ (震度法レベル)	レベルⅡ (保有耐力照査レベル)	
					タイプⅠ (プレート境界型)	タイプⅡ (内陸直下型)
フェンダーの 最大変形量 (m)	橋軸方向	舞洲側		0.316m	1.531m	0.219m (0.469m)
		夢洲側		0.148m	1.633m	0.168m (0.527m)
	直角方向	舞洲側		0.154m	1.497m	0.139m (0.568m)
フェンダーの 最大ひずみ (%)	橋軸方向	舞洲側		12.6 %	61.2%	8.8% (18.8%)
		夢洲側		5.9%	65.3%	6.7% (21.1%)
	直角方向	舞洲側		6.2%	59.9%	5.6% (22.7%)
フェンダーの 最大反力 (tf)	橋軸方向	舞洲側		411tf	890tf	284tf (522tf)
		夢洲側		192tf	1154tf	218tf (522tf)
	直角方向	舞洲側		205tf	800tf	180tf (522tf)
高 ひ ず み の 発 生 頻 度 (回)	定反力域 (38%以下) でひずみ発生回数 (回)	橋軸方向	舞洲側	0回	15回	0回 (0回)
		直角方向	夢洲側	0回	9回	0回 (0回)
			舞洲側	0回	9回	0回 (0回)
	定反力域 (38%以上) でひずみ発生回数 (回)	橋軸方向	舞洲側	0回	1回	0回 (0回)
		直角方向	夢洲側	0回	1回	0回 (0回)
			舞洲側	0回	0回	0回 (0回)
	定反力域を超えるひずみの発生回数 (回)	橋軸方向	舞洲側	0回	1回	0回 (0回)
		直角方向	夢洲側	0回	1回	0回 (0回)
			舞洲側	0回	1回	0回 (0回)

(註) : 1) レベルⅠの入力は、TSUGARU BRID. *SA。

2) レベルⅡ・タイプⅠの入力は、東南海道・南海道地震断層系による想定地震波。

3) レベルⅡ・タイプⅡの入力は、上町断層系による想定地震波。() 表示はポートアイランドUG-83mN-S実測波形を基盤入力した場合 (case-③) を示す。

このゴムフェンダー反力を用いて反力壁、橋脚、海中橋脚基礎の耐力を算定したが、風および波浪によって求められた断面で十分余力がある。これは、設計基準において風と波浪によって生じるフェンダー反力を 1.5 倍していることや反力の作用位置が風と波浪のケースでは高潮を考慮して H.H.W.L.としており、地震時のそれより 3.85m 高いことから作用モーメントとしては風と波浪によるものが大きいためである。ただし、表 8－5 に示すように橋軸方向の応答変位が大きいことから、浮体橋にピン結合された緩衝桁と陸上部の取付高架橋との間、すなわち陸上第 1 橋脚上での上部工の相対変位が大きくなり、支承、伸縮装置等の構造変化部の変位設計に留意する必要がある。

表 8－5 地震による陸上第 1 橋脚と緩衝桁の相対変位

(単位：m)

		レベルⅠ (震度法レベル)	レベルⅡ (保有耐力照査レベル)	
			タイプⅠ (プレート境界型)	タイプⅡ (内陸直下型)
緩衝桁と陸上第 1 橋脚との橋軸方向の 相対変位 (m)	舞洲側	0.531	1.585	0.363
	夢洲側	0.521	1.564	0.360

8. 5 地震応答実験

夢洲・舞洲連絡橋の地震応答解析においては、既存の解析プログラムを用いているが、ポンツーンに対して流体力（海水の付加質量、造波減衰を含む）を加えている。これについては境界要素法を用いて代表的な周波数における数値をデータとして骨組要素に与えているが、これらの流体に関する諸量は周波数によって変化することから、地震のような不規則入力に対して設定している数値が適切であるかが不明確である。そこで第 6 章で紹介した弾性模型（縮尺 1 / 40）を用いて地震応答実験を行った⁸⁾。

実験の目的は、以下の項目の確認である。

- ①流体力の評価の妥当性
- ②ゴムフェンダーと浮体橋との遊間の影響
- ③地震応答解析の妥当性

8.5.1 実験方法および実験ケース

実験方法としては、図 8－20 に示す浮体橋の弾性模型を大型水槽に設置し、反力壁と海中橋脚に相当する部材を上下逆転させて倒立配置し、浮体橋模型を横支持した。この海中橋脚をリニアガイドで横方向に滑動できるようにし、それをアクチュエータにより橋脚下端で地震入力された状態を再現するものである。この地震入力は、ゴムフェンダーを介

して浮体橋に作用する。実験では係留部材としてゴムフェンダーの1／40 供試体と線形バネの2種類の係留部材を使用した。

ゴムフェンダー供試体の反力特性は図8－21 に示すようなものであり、寸法的な製作精度から実際に計画されているゴムフェンダーの力学特性と少し異なるところがある。また、橋脚モデルは、2つとも同じ剛性とし、1次の固有周期を合わせる1質点系として模型を作製した。模型の精度を確認するためにポンツーンの4隅部をバネ支持し、空気中で振動させて固有周期を測定した結果を表8－6 に示す。相似律により求められた計算値と供試模型の実測値は概ね合致しており、模型の精度が確認された。

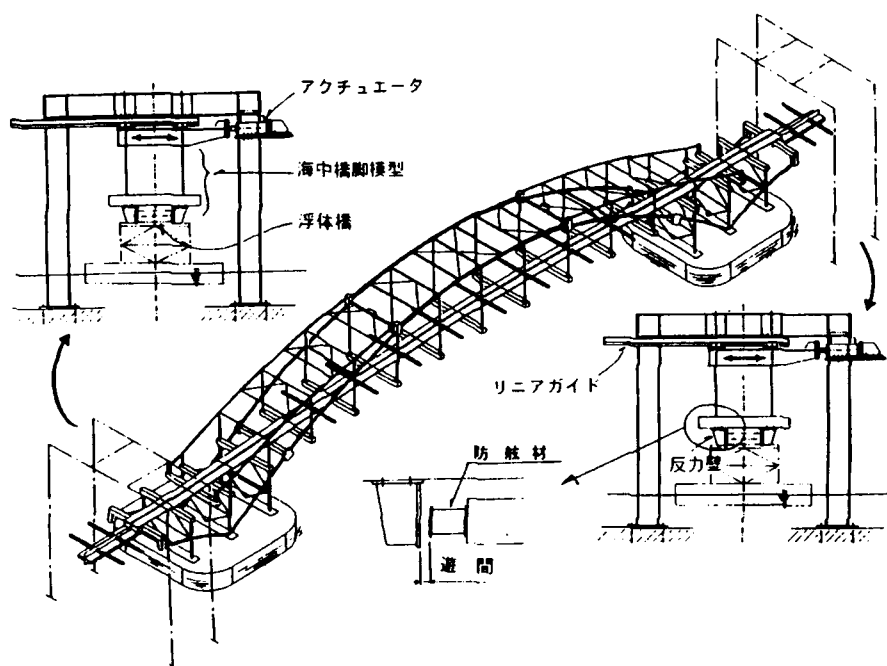


図8－20 地震応答実験概要

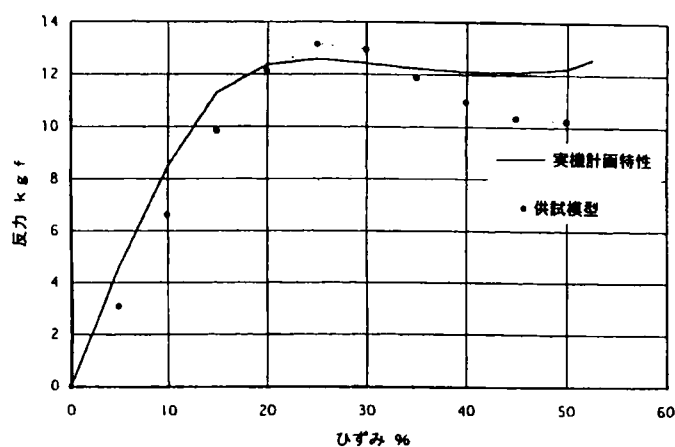


図8－21 ゴムフェンダー供試体とその反力特性

表 8－6 空中振動特性計測結果

モードNo.	振動数Hz		実測 計算	対数減衰率
	計算値	実測値		
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4 (0-1)	0.948	0.97	1.023	—
5 (1-7)	1.174	1.21	1.031	—
6 (1-7)	1.204	1.25	1.038	—
7 *	2.985	2.85	0.955	0.010
8 *	3.376	3.25	0.963	0.005
9 *	3.974	4.01	1.009	0.006
10 *	4.444	4.24	0.954	0.020

*は供試模型本体の弾性変形を伴うモード、それ以外は支持ばねの剛性に依存する剛体運動モード

実験ケースを表 8－7 に、入力条件を表 8－8 にそれぞれ示す。規則波振動実験は、基本的な浮体橋の応答特性を把握するために行った予備的实验である。自由減衰実験は、流体力の検証を行う実験である。不規則波実験は、地震応答解析と比較することにより、解析の妥当性および浮体橋の地震時応答特性を確認するための実験である。ここで T_1 および T_2 とあるのは、橋脚一係留系の 1 次および 2 次の固有周期を示しており、これは加振周期を変化させながら応答および位相差の変化から定めたもので、模型のスウェイに対する固有周期に対応する。遊間の数値については実機換算の数値である。また、不規則波については、実験スケールの関係から応答が大きい地震波を選定し、レベルⅡタイプⅠとして津軽 S A * T R、レベルⅡタイプⅡとして東神戸大橋の地震波を選定した。ただし、剛に浮体橋を拘束した場合、計測機器が破損する可能性があり、入力レベルを想定地震波 30 % に低減した。

表 8－7 地震応答実験ケース

防 舷 材	遊 間	入 力					
		規則波		自由減衰		不規則波	
		T_1	T_2	T_1	T_2	東神戸	津軽
実機対応	200mm	○	○	○	○	○	○
	100mm	○	○	○	○	○	○
	25mm	○	○	○	○	○	○
	0mm	○	○	○	○	○	○
線形ばね	0mm	○	○	○	○	○	○
剛	0mm	○	—	○	—	○	○

- 注 1) 遊間数値は実機スケールでの値を示す。
 2) T_1 、 T_2 は橋脚一係留系の 1、2 次固有周期
 3) 自由減衰は T_1 、 T_2 で定常加振の後行う。
 4) 「東神戸」は兵庫県南部地震の際の GL-3.4m の EW 記録、「津軽」は日本海中部地震の際の津軽大橋周辺地盤上記録を夢洲～舞洲連絡橋の橋脚下端(15層)に引き戻したものである。

表 8－8 地震波の入力条件

防 舷 材	遊 間	入 力					
		規則波		自由減衰		不規則波	
		T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	東神戸	津 軽
実機対応	200mm	60Gal (1.47Hz)	520Gal (5.35Hz)	60Gal (1.47Hz)	520Gal (5.35Hz)	100%	100%
	100mm	58Gal (1.47Hz)	470Gal (5.35Hz)	58Gal (1.47Hz)	470Gal (5.35Hz)	100%	100%
	25mm	35Gal (1.47Hz)	310Gal (5.35Hz)	35Gal (1.47Hz)	310Gal(5. 35Hz)	100%	100%
	0mm	41Gal (1.47Hz)	310Gal (5.35Hz)	41Gal (1.47Hz)	310Gal (5.35Hz)	100%	100%
線形ばね	0mm	14Gal (1.59Hz)	21Gal (4.75Hz)	14Gal (1.59Hz)	21Gal (4.75Hz)	100%	100%
剛	0mm	31Gal (8.61Hz)	—	31Gal (8.61Hz)	—	30%	30%

計測項目および計測位置は、図 8－22 に示すとおりである。また、実験状況を写真 8－1 および 2 に示す。

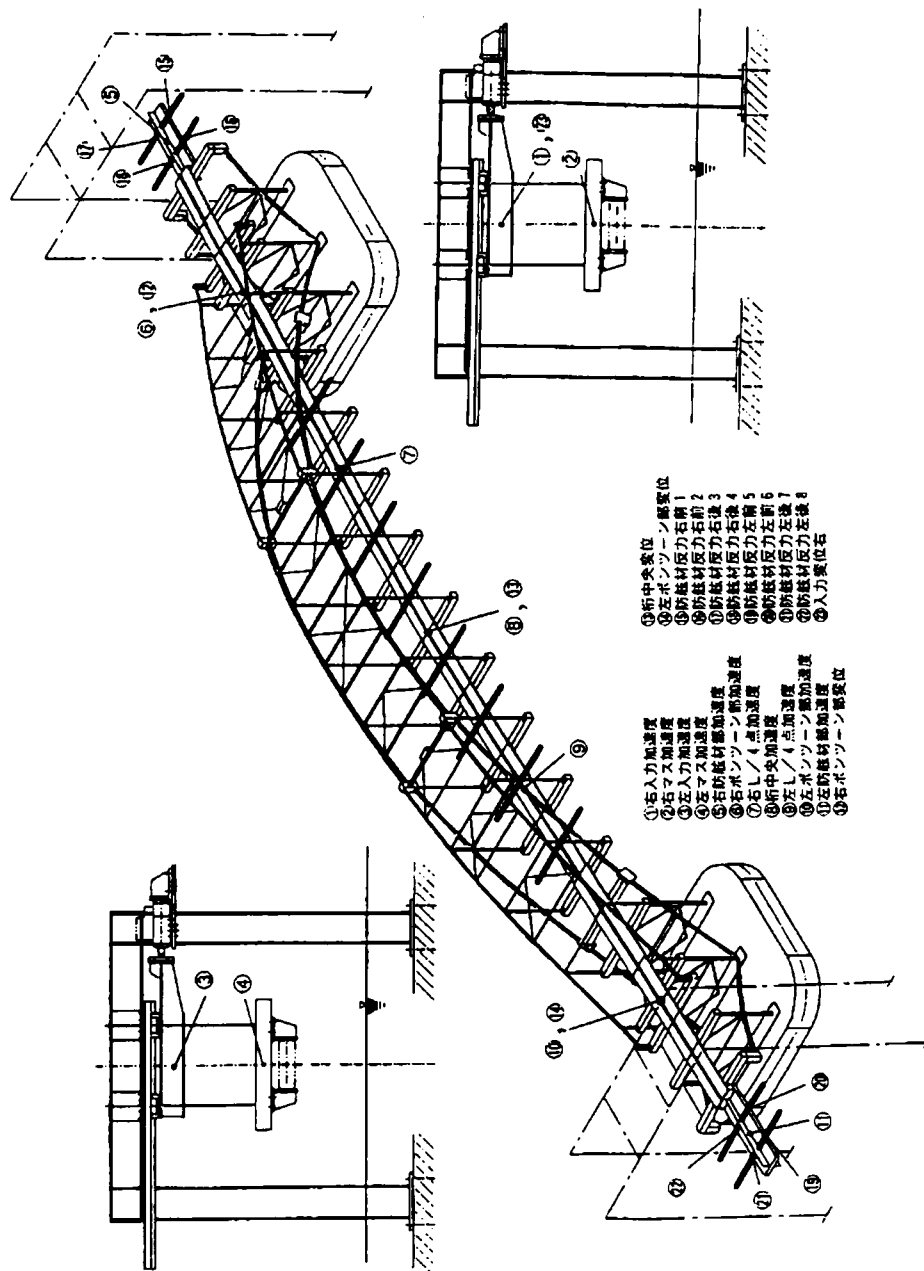


図 8-22 計測項目と計測点

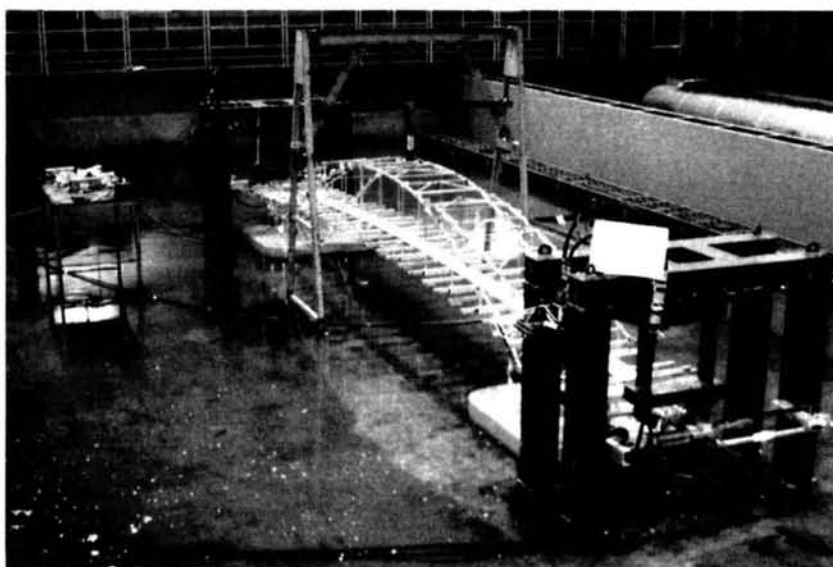


写真 8－1 地震応答実験全景

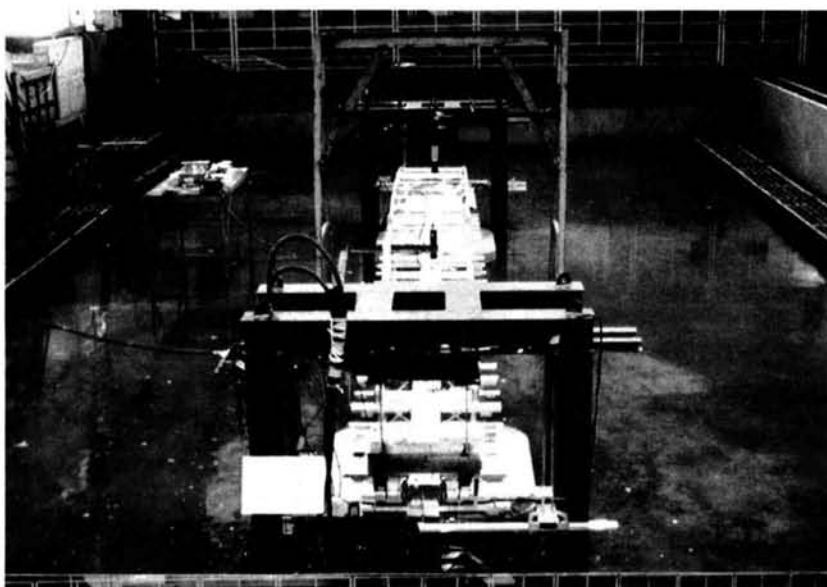


写真 8－2 反力壁・浮体橋の関係

8.5.2 実験結果

規則波加振の結果の例として、遊間の変化によるポンツーン部の応答変位と入力変位との比を図 8－23 に示した。遊間が大きくなるに伴い、応答が減少していく傾向にあるが、100mm を超えると T_1 では変化がなくなっている。

自由減衰実験の結果として自由減衰波形から求めた減衰定数および固有周期を表 8－9 に示す。表中の（ ）内は、定常加振周波数を示しており、これは加振周波数を変化させて応答と入出力の位相差の変化から求めたものである。ここで遊間 200mm における T_1

モードと剛支持における T_2 モードについては減衰定数および周期については実験結果から特定できなかった。

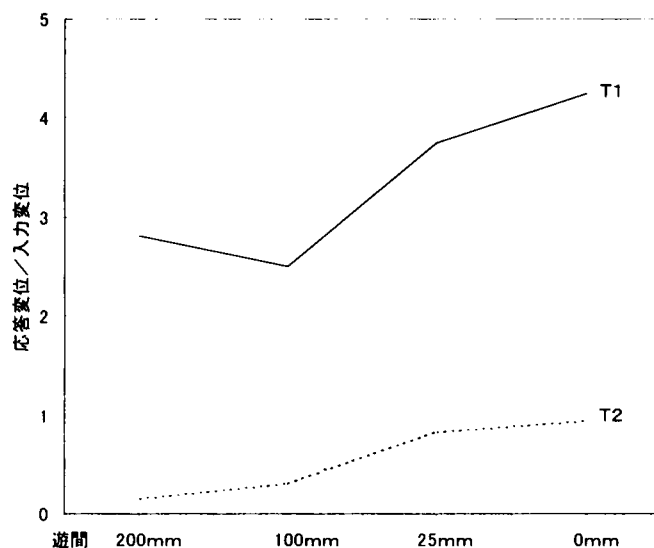


図 8-23 遊間と応答変位（規則波入力）

表 8-9 自由減衰試験結果

ケース		T ₁ モード		T ₂ モード	
		周期(秒)	減衰定数	周期(秒)	減衰定数
実機対応型防舷材	遊間 200mm	— (—)	—	0.25(0.187)	0.0038
	遊間 100mm	0.83(0.680)	0.12	0.26(0.187)	0.0049
	遊間 25mm	0.87(0.680)	0.14	0.23(0.187)	0.0071
	遊間 0mm	0.84(0.680)	0.12	0.23(0.187)	0.013
線形ばね	遊間 0mm	0.63(0.628)	0.035	0.21(0.211)	0.0022
剛支持	遊間 0mm	0.12(0.116)	0.0034	— (—)	—

固有周期についてはゴムフェンダーを用いたケース場合，自由減衰実験から求められた周期は，規則波加振のそれに対して大きくなっている。これは，図 8-24 に示すゴムフェンダー供試体のひずみ速度依存性がサイズが小さいため実機のそれより大きいことによるものであると考えられる。規則波加振においては，ひずみ速度が T_1 で $0.2 \sim 0.3 \text{ s}^{-1}$ ， T_2 で $0.6 \sim 0.7 \text{ s}^{-1}$ であり，ひずみ速度の小さい自由減衰試験に比べてゴムフェンダーの剛度が 1.7 倍程度となっているためである。線形バネでは当然のことながら規則波加振と自由減衰実験から求めた固有周期は一致している。

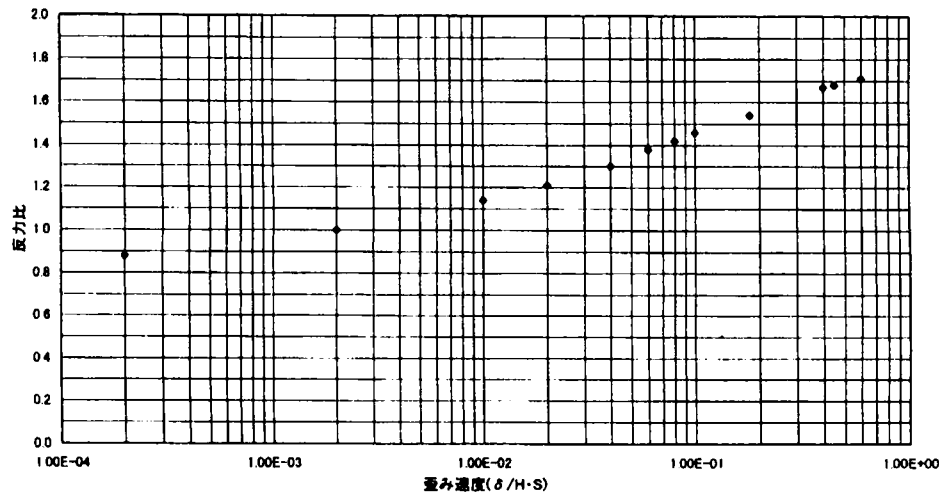


図 8-24 ゴムフェンダー供試体のひずみ速度依存性

つぎに流体力について検討を加える。減衰定数について自由減衰実験から求めたものがすべて造波減衰に起因するものとみなして以下の式により減衰定数を算定した。

$$h = \frac{2N\phi^2}{2m\omega} \quad (\text{式 8-2})$$

より

$$N/\omega = m \cdot h / \phi^2 \quad (\text{式 8-3})$$

ここで、

h : 減衰定数

N : 減衰係数 (tf・sec/m)

ϕ : ポンツーン位置でのモード比 固有値解析から求まるモードベクトルから算出

m : 有効質量 (tf・sec²/m)

ω : 固有円振動数 (rad/sec)

また、式 8-2 の分子は、ポンツーン 2 基分の減衰である。

算出結果を図 8-25 に示す。この図は、ゴムフェンダーを用いた実験と線形バネを用いた実験結果を耐震上の主方向であるスウェイ方向の 1 次固有周期 (T_1) について境界要素法により求めた解析値と比較したものである。数値については実機スケールに換算している。ゴムフェンダーと線形バネを用いた結果の T_1 での減衰定数については、前者が解析値の 2 倍以上になっているのに対し、後者は解析値との対応がよい。これは、ゴムフェンダー供試体の材料特性により減衰が付加されたものと考えられる。また、 T_2 での減衰定数については、図において () を付して示すとおり解析値を大きく上回っている。これは、 T_2 モードは、ポンツーンのスウェイ成分が小さく、ローリングの影響があるために上記の式で評価することができないためと考えられる。

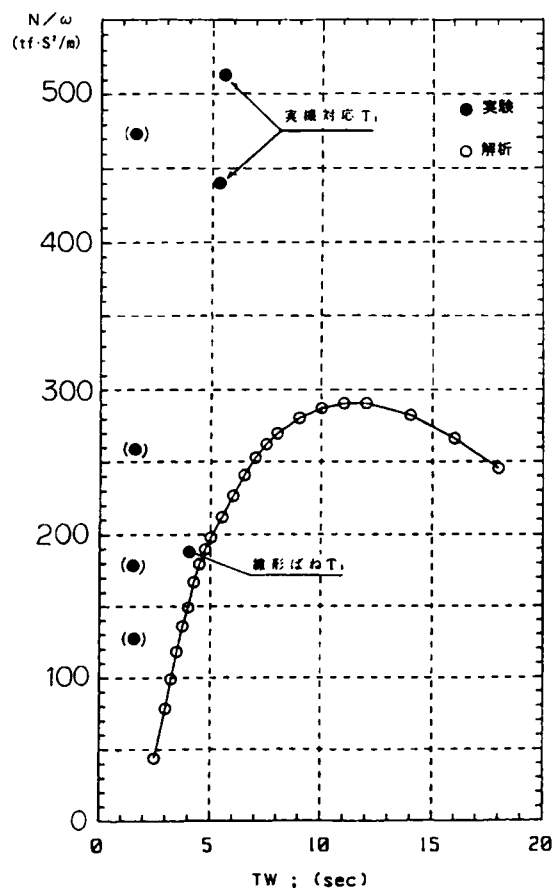


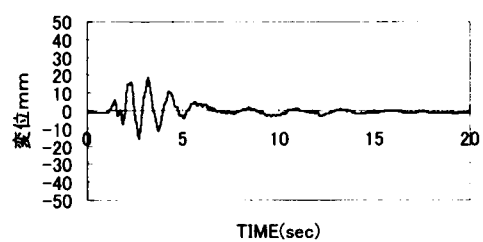
図 8-25 自由減衰試験から求めた減衰（実機換算値）

一方、スウェイ方向の付加質量は、解析によると T_1 モードでポンツーン 1 基あたりの全質量の約 1%， T_2 モードではほぼ零と計算される。実験値により付加質量の評価は難しいが、固有値周期に関して解析値と実験値を比較すると下に示すように良く一致しており、境界要素法を用いた付加質量が妥当な数値を与えていると言える。

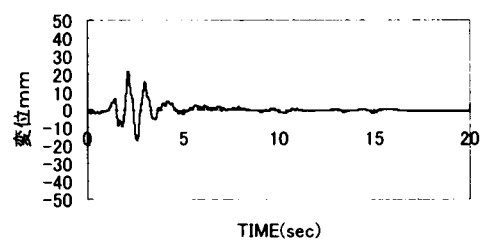
T_1 ：解析 1.580Hz 実験 1.597Hz

T_2 ：解析 4.768Hz 実験 4.772Hz

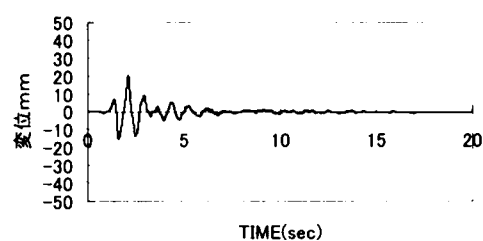
つぎに不規則波加振実験の結果のとして図 8-26、27 にそれぞれ東神戸 NS と津軽 TR 入力に対して、浮体橋とゴムフェンダーの遊間を変化させた桁中央部の変位応答波形を示す。地震継続時間が長い津軽においては応答変位の最大値が発現するまで応答振幅が遊間を大きくするほど小さくなる傾向にある。ただし、地震発生後 9 秒に現れる最大応答に関しては遊間によってその値に変化はないことがわかる。東神戸に関しても最大応答が 2 秒にあり、その最大値については遊間による違いがなく、これらの入力地震波では 1 つの大きな波形により最大応答値が決定されると言える。また、最大応答後については、遊間が大きいと浮体橋の固有周期で応答が継続する傾向がある。



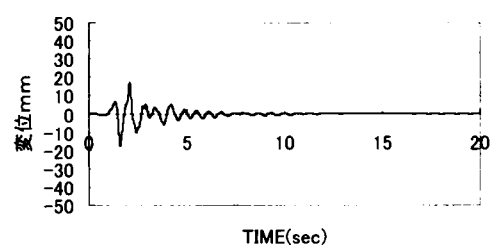
実機 200 m



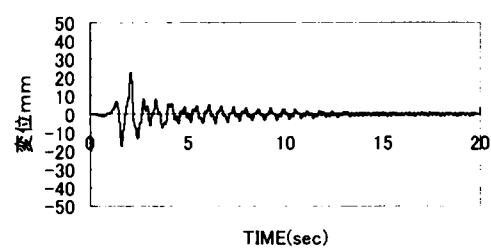
実機 100 m



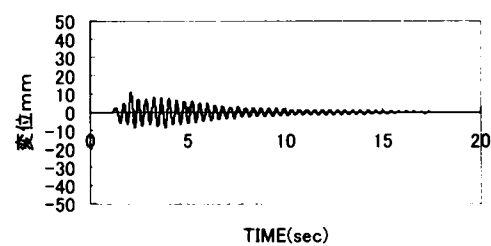
実機 25 m



実機 0 m

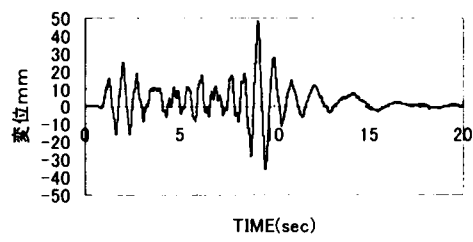


線形バネ

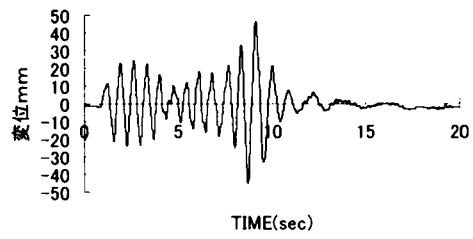


剛

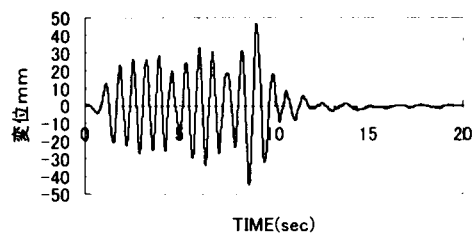
図 8-26 東神戸地震波による桁中央部変位応答



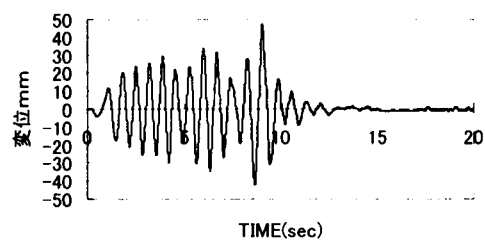
実機 200 m



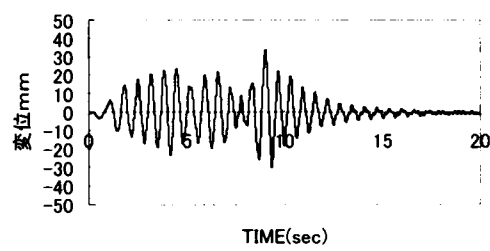
実機 100 m



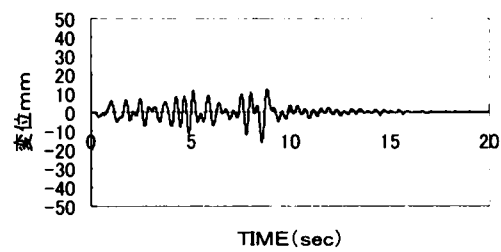
実機 25 m



実機 0 m



線形バネ



剛

図 8-27 津軽地震波による桁中央部変位応答

図 8 - 28 ～ 33 に遊間の変化に対して各測定点の最大応答加速度，最大応答変位，橋脚－浮体橋の最大相対変位および反力壁への最大反力を整理した。これらの図から浮体橋全体の応答に対する遊間の影響は，予測していた程大きくないことが分かった。図 8 - 28 および図 8 - 30 では，橋脚の応答値をみるとゴムフェンダー支持により浮体橋の免震性は認められるが，遊間が 200mm においては反力壁－橋脚に対して浮体橋上部工が支持しないため，橋脚に大きな加速度が生じている。一方，図 8 - 29 および図 8 - 31 では線形バネで大きな応答が生じている。これは前述のように，この地震波の最後の部分に非常に長周期かつ強い成分が集中し，これによって最大応答が発生しており，バネ支持においては地震の長周期成分と浮体橋の固有周期が近接していたと考えられる。図 8 - 32 には 2 橋脚での最大相対変位と 4 つのゴムフェンダー反力を地震波に対してプロットした。この図で一点鎖線で示しているのは遊間 0 mm に対する相対変位に遊間を加えた値を示しているが，遊間 100mm までは遊間の増加分が相対変位の増加になっている。遊間 200mm ではその傾向が小さくなっている。これは，橋脚－反力壁の浮体橋による支持が遊間増大とともに小さくなり，橋脚の応答値が大きくなることで結果的に相対変位がちいさくなったと考えられる。また，図 8 - 33 はゴムフェンダーとバネおよび剛部材を介して反力壁への最大反力を示しているが，ゴムフェンダーに関しては遊間にかかわらずほぼ一定の値を示している。これは，いずれのケースも最大応答がゴムフェンダーの定反力領域にあることとひずみ速度が同じためであり，遊間がゴムフェンダー反力に対する影響は小さい。ただ，最大反力に関して剛支持したものと比較すると浮体橋の免震性が大きいことが明らかである。

最後に実験と地震応答解析との比較を行った。実験では実機対応のゴムフェンダー供試体を中心に検討を行ったが，ゴムフェンダー供試体のひずみ速度依存性が大きいことや加振中にその力学特性が変化するなど非常に複雑な挙動を示した。また，その特性を十分把握できないことから不明確さを避けるため，解析対象としたのは力学特性が明確な線形バネのケースとした。解析モデルは，立体骨組みモデルとし，供試体模型の諸量と地震波を入力した。ただし，上部工の構造減衰定数は，空中振動試験の結果から $h = 0.002$ とした。

規則波実験での流体力は T_1 モードに対応して自由減衰試験の結果から求めた数値を用いている。表 8 - 10 に T_1 モードにおける解析値と実験値の最大加速度と変位応答および減衰定数の比較を示す。実験の加速度波形には高次モードの影響があるが全般的に良い一致をしていると言える。

つぎに不規則波試験に対する比較では，解析において流体力の設定として 2 つの方法が考えられる。

解析①：地震時の運動において支配的なモードの周期に対応した流体力を用いる。

本実験ではスウェイモードについて設定

解析②：入力波の卓越周期に対応した流体力を用いる。

本実験では，東神戸では 1.0 秒，津軽では 0.7 秒

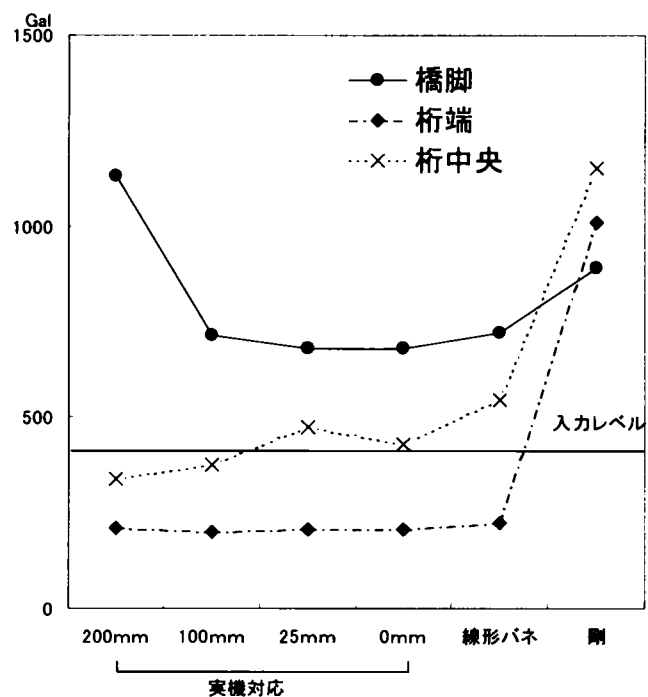


図 8-28 遊間の変化と最大応答加速度（東神戸）

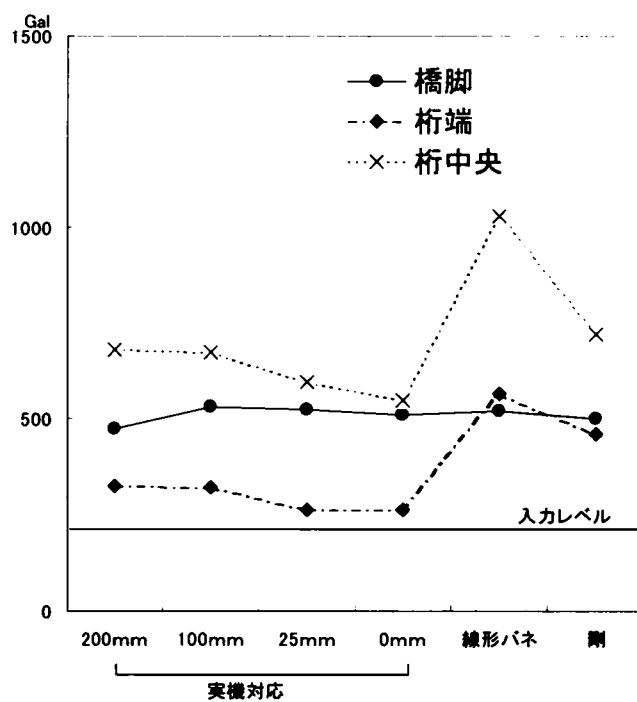


図 8-29 遊間の変化と最大応答加速度（津軽）

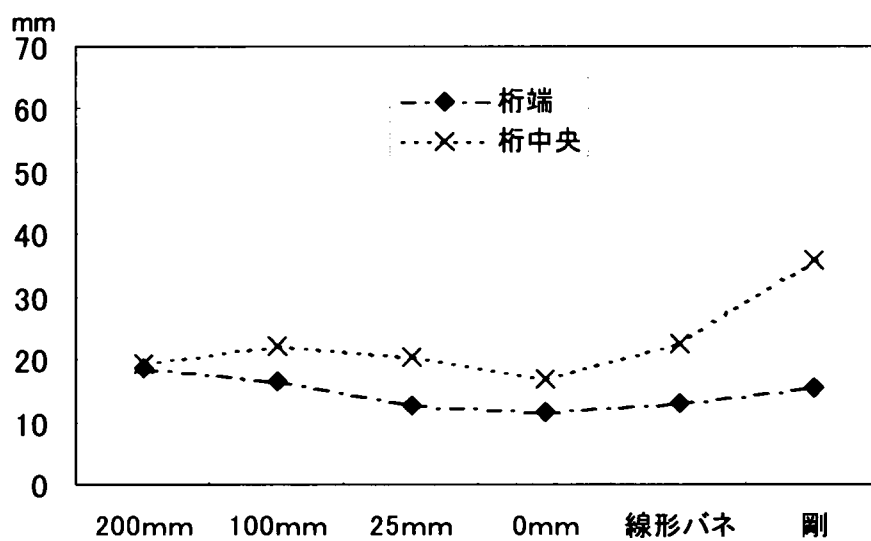


図 8-30 遊間の変化と最大応答変位（東神戸）

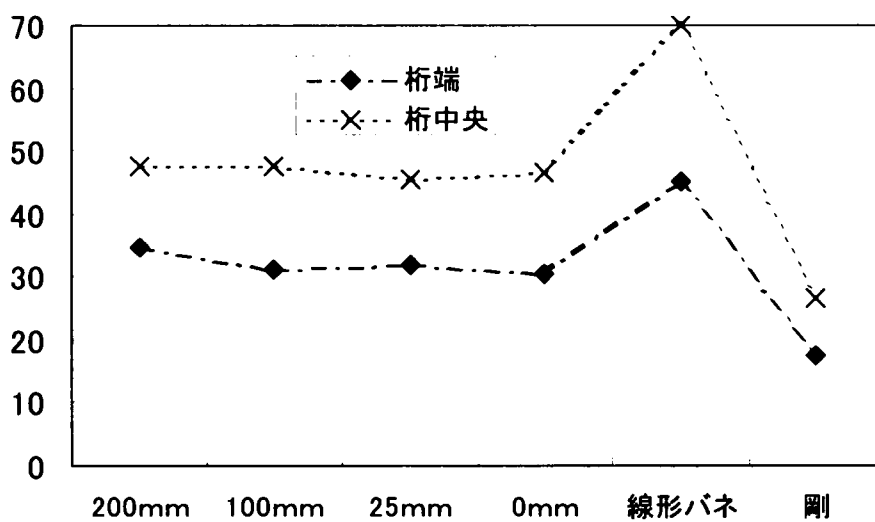


図 8-31 遊間の変化と最大応答変位（津軽）

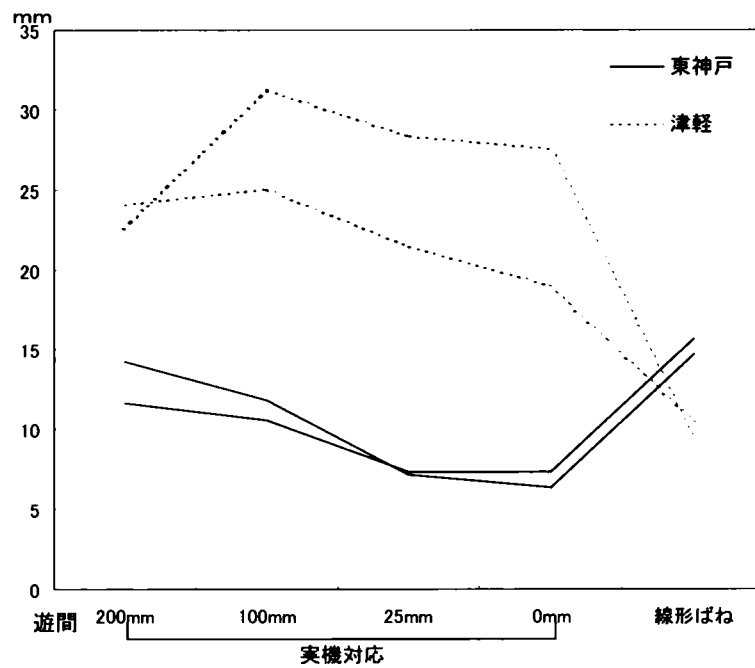


図 8 - 32 橋脚－橋桁間の最大相対変位

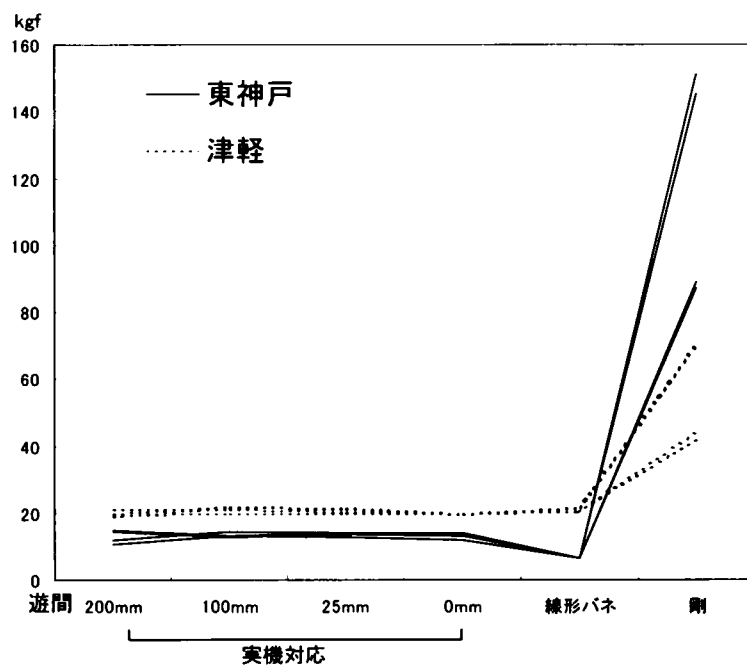
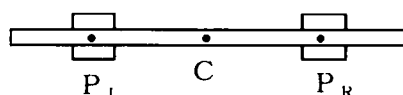


図 8 - 33 橋桁－反力壁間の最大反力

表 8-10 規則波実験での実験値と解析値との比較

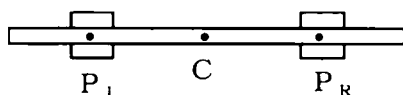
		実 験	解 析
加速度 (Gal)	P _R	149	140
	C	250	202
	P _L	135	140
変位 (mm)	P _R	10.7	13.6
	C	18.5	19.9
	P _L	10.6	13.6
減衰定数		0.035	0.042



不規則波による実験と流体力の設定を違えた2つ解析における最大応答値の比較を表8-11に整理した。また、浮体橋桁中央の時刻歴変位応答の波形を図8-34と35に示した。最大応答値および波形とも実験結果と2つの解析結果は良く一致している。これは、流体力を設定した周波数域でのスウェイに対する付加質量が全体質量の5%以下であり、影響が小さいこと、造波減衰の変化が小さいことによると考えられる。

表 8-11 不規則波実験での実験値と解析値の比較

		東 神 戸			津 軽		
		実験	解析①	解析②	実験	解析①	解析②
加 速 度 (Gal)	P _R	227	290	279	283	282	272
	C	548	538	534	518	418	420
	P _L	251	292	283	246	286	276
変 位 (mm)	P _R	12.7	12.3	12.8	22.6	23.5	22.2
	C	20.1	21.4	22.2	33.6	34.4	32.7
	P _L	12.8	12.1	12.7	20.7	23.5	22.1



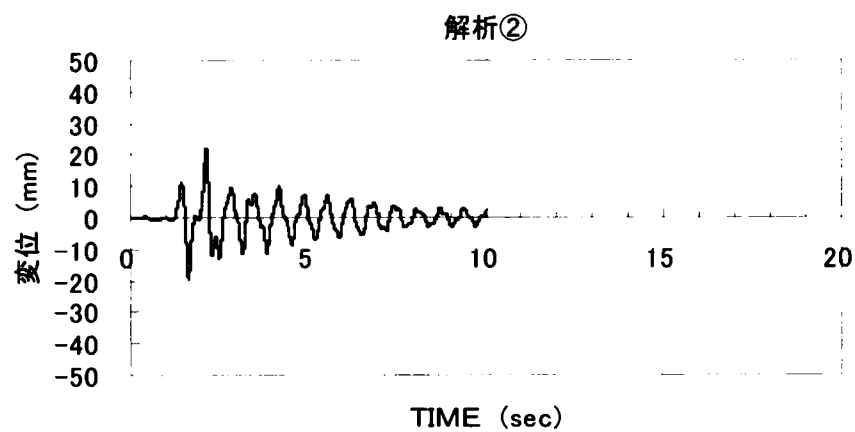
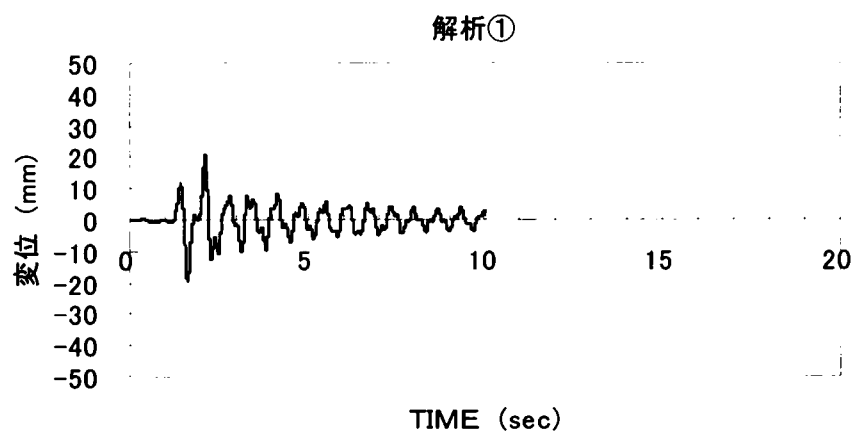
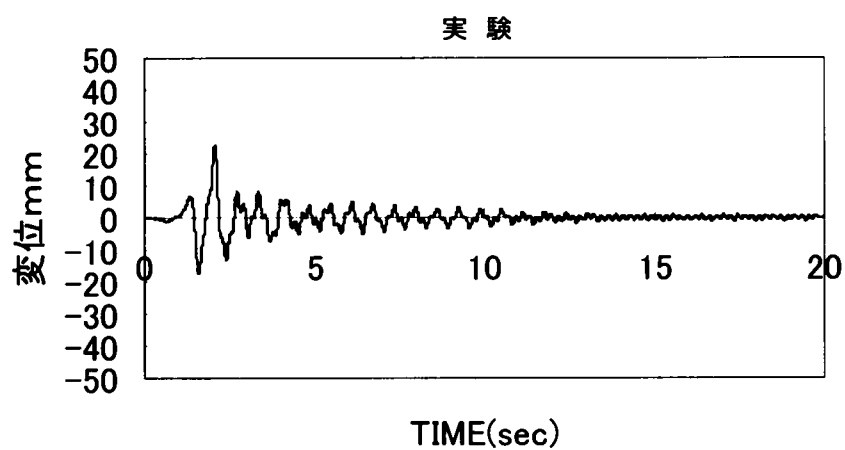


図 8-34 東神戸による応答変位（桁中央）の実験と解析の比較

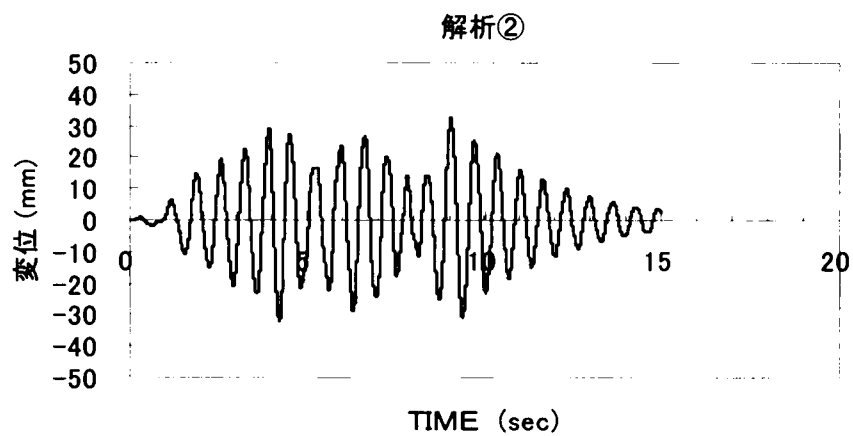
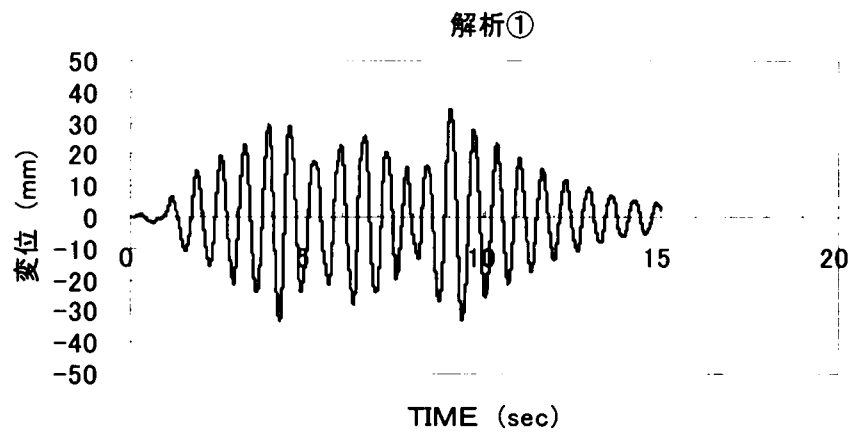
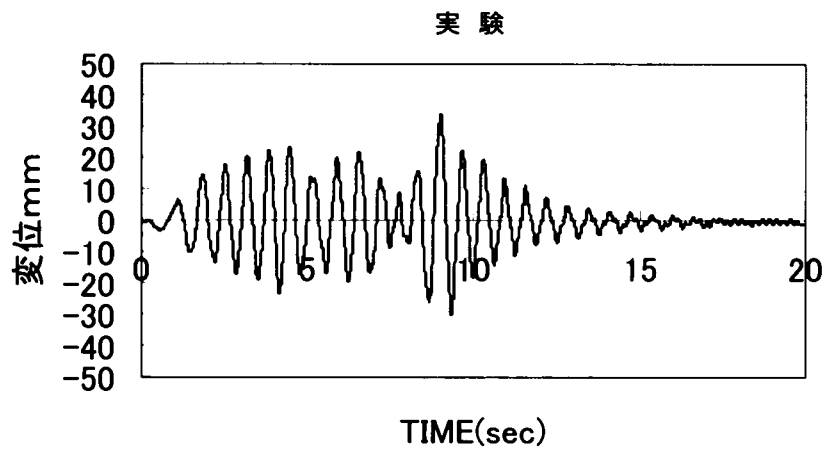


図 8 - 35 津軽による応答変位（桁中央）の実験と解析の比較

以上のように代表周波数によって流体力を固定した値を用いる地震解析法でも設計に十分な精度で応答値が得られることが確認できた。ただ、ポンツーンの形状や浮体の固有周期などによっては解析精度が悪くなることも考えられる。

実験により代表周期による流体力を用いた地震応答解析の適用性が確認できたことから、解析により遊間をパラメトリックに変化させ、遊間の影響を解析により調査した。図8-36～39に最大応答加速度，最大応答変位，橋脚－橋桁間の最大相対変位および最大反力の解析結果を示す。

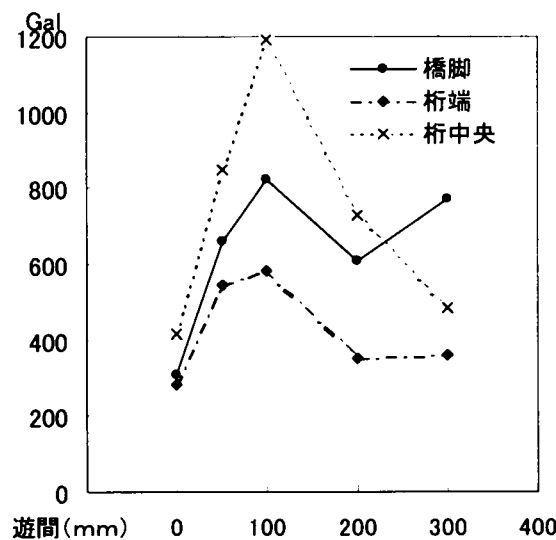
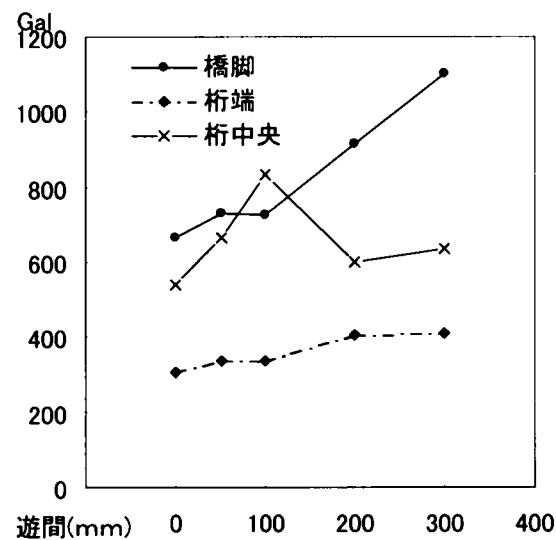


図8-36 遊間を変化させた場合の最大応答解析値

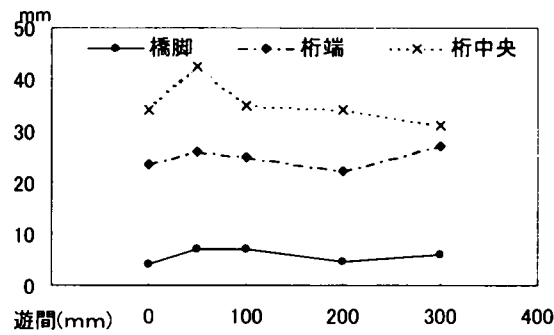
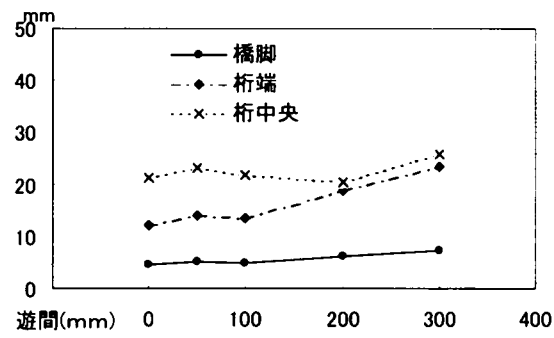


図 8 - 37 遊間を変化させた場合の最大応答変位解析値

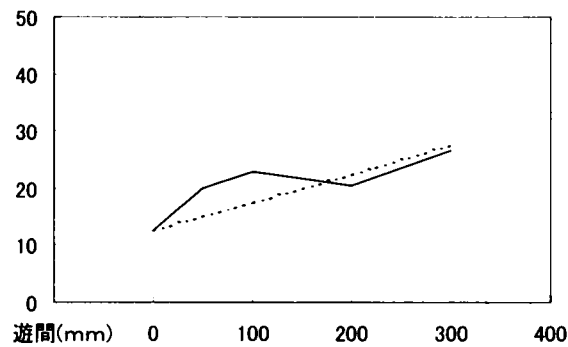
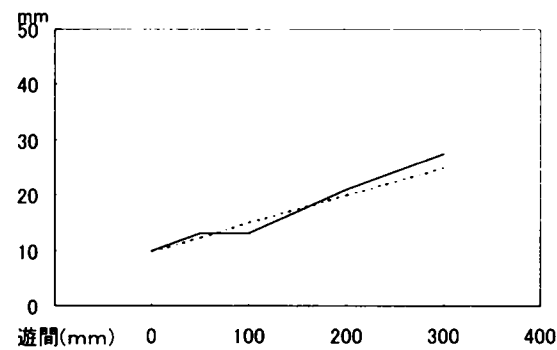


図 8 - 38 遊間を変化させた場合の橋脚－桁の最大相対変位解析値

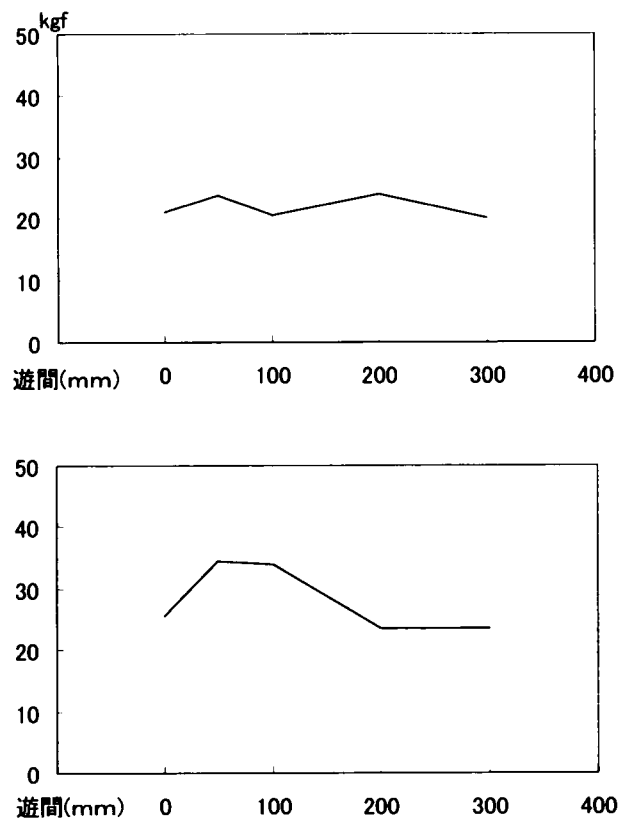


図 8－39 遊間を変化させた場合の最大反力解析値

図 8－36 の応答加速度の変化は、遊間の大小の影響というよりもむしろガタ（遊間）による反力壁と橋桁との衝突的な接触に伴う高周波成分によるものと考えられる。ただし、東神戸入力では遊間が大きい場合に橋脚に大きな加速度が生じている点、津軽入力が東神戸入力に比べて大きな応答が生じている点は、実験と同じである。

図 8－37 の応答変位は、実験と同じく遊間の影響をあまり大きく受けない。ただし、遊間が大きくなると桁端と桁中央の応答変位がほぼ等しくなっている。この点は実験でも東神戸入力の遊間 200mm の場合に認められる。波形から、桁端と桁中央の動きが同位相であることから、桁の弾性変位が減少してきていることになる。

図 8－38 の橋脚－橋桁間の最大相対変位において図中の破線で遊間 0 の時の最大応答変位を基準として遊間の増分を示した。これより、橋脚－橋桁の最大応答変位は、概ね遊間の増分によるもので、ゴムフェンダーの変形量はほぼ同じである。このことは図 8－39 に示す最大反力の解析値からも確認できる。

8. 6 まとめ

本章では、地震応答解析により、浮体橋の耐震性を調査するとともに地震応答実験により、応答解析に用いた諸量の妥当性を検証した。その内容を以下に要約する。

- (1) 浮体橋は、一般に免震構造と考えられるが、その横支持方法によっては、地震応答が大きくなる場合もある。
- (2) 浮体橋は、かなりの長周期構造物となることから、その耐震性を検証するためにその固有周期を考慮した入力地震波の選定が重要である。
- (3) 浮体橋の流体力については境界要素法によって求められる値を着目モードに対して固定した値を用いても精度良く解析できる。
- (4) ゴムフェンダーで横支持した浮体橋の応答は、大きい波形によりフェンダーが圧縮され、それによって浮体橋が振動し始め、浮体橋の固有周期で振動が継続する。
- (5) 浮体橋は地震時において大きな応答変位が発生するため、フェンダー等の横支持部材、陸上部の取付固定橋あるいは橋台との相対変位に対して十分な変位設計が必要である。
- (6) ゴムフェンダーと浮体橋との遊間が最大応答値に与える影響は小さい。
- (7) 本モデルでは流体力の設定は、入力地震波の卓越周期に対する解析値を用いることで挙動を再現できる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1980.5.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.12.
- 3) 大阪市：大阪市土木・建築構造物耐震対策技術検討会報告書，1997.3.
- 4) Irikura,k.:Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, Proc.of 7th Japan Earthquake Eng. Symp.,pp151-156.
- 5) Hardin,B.O.,Drnevich,V.P.:Shear modulus and damping in soils,measurement and parameter effects, Proc.ASCE,Vol.98,No.SM6,pp.603-624,1972.
- 6) Hardin,B.O.,Drnevich,V.P.:Shear modulus and damping in soils,design equations and curves,Proc.ASCE,Vol.98,No.SM7,pp.667-692,1972.
- 7) 榎本亨編：波と漂砂と構造物，pp.51-148，技報堂出版，1991.
- 8) 上田茂，丸山忠明，井上幸一，熊本直樹，岡俊蔵：浮体橋の地震応答解析，土木学会第54回年次学術講演会概要集Ⅱ－11，1999.9.

第9章 疲労

9. 1 照査手法

浮体橋は、通常の固定橋と異なり風・波浪による動揺が生じる。第6章では動揺量の算定手法として数値シミュレーションおよび水槽実験について述べ、浮体橋の動揺挙動について述べたが、この動揺によって浮体橋の部材および浮体橋を横支持する部材に応力が発生する。わが国の自然環境を考慮すると風・波浪によって高い応力レベルに達するのは台風によるものであり、その通過による暴風時が約3時間程度継続すると仮定し、波周期が10秒程度と仮定すると台風1回の通過により、その応力頻度は 10^{-3} レベルとなり、設計寿命を50～100年すれば鋼材の疲労に対する検討が必要となる。

橋梁部材の疲労照査については、現行の道路橋示方書¹⁾にはその規定がない。ただ、鋼床版の設計においては自動車荷重による疲労を考慮した規定となっている。また、吊橋や斜張橋などの長大橋において、風による渦励振やバフティングなどの振動現象による疲労照査をした事例も報告されている²⁾。ただ、わが国の道路橋では設計上、疲労が問題となった例は筆者が知るところでは見あたらない。

疲労に関する基準としては風による限定振動に対して疲労照査を行った事例において用いられている（社）日本鋼構造協会の要領³⁾やB S 5400⁴⁾、D I N 15018⁵⁾が知られている。また、鉄道構造物に対してJ Rが列車荷重を想定した基準⁶⁾がよく知られている。ただ、これは列車という確定的な荷重を取り扱ったものであり、風や波浪といった不規則な外力が対象となる浮体橋に適用することは適当でないと考えられる。運輸省による浮体構造を規定している基準⁷⁾においても疲労設計について明記されていない。

本章では、浮体橋の動揺に伴う部材の発生応力に関して疲労照査方法を提案し、その応力頻度の算定ならびに判定について夢洲・舞洲連絡橋の例を示す⁸⁾。本研究では照査方法と判定に関しては、鋼構造物として汎用性があることおよび他の設計規定との関連があることなどを考慮し、（社）日本鋼構造協会が提案している基準³⁾を用いることとした。

疲労照査のフローを図9-1に示す。ここでは、まず、風および波浪の発現頻度を算定した後、左側に浮体橋本体部の疲労照査、右側に緩衝桁と反力壁部に分けて異なる方法で照査を行った。

浮体橋の橋体部材については波浪中の弾性応答による繰り返し応力が問題となる。これに関する弾性応答解析プログラムは、その計算量が膨大となるため、不規則入力による逐次計算を行わず、規則波による着目部材断面の波浪中弾性応答解析を行い、波周期に対する応答関数を作成し、波のスペクトルの周波数により不規則応答による応力振幅を求めた。また、風についても使用したパワースペクトルによるガスト応答を行い、周波数に対する平均ピーク応力振幅を算定した。応力振幅については波と風による応力を重ね合わせて評

価した。頻度については、使用した波のスペクトル波長およびガスト応答による平均振動数から、入力の変現頻度を算定して頻度分布を作成し、累積損傷度の計算を行っている。

一方、緩衝桁と反力壁部分についてはゴムフェンダーの反力や浮体橋の変位応答が問題となることから、浮体橋を剛体とした動揺シミュレーションを用いて波浪と風をスペクトルに従った不規則入力として 30 分間の時刻歴応答を求め、レインフロー法により短期の反力および変位の頻度分布を求める。また、静的構造解析によってゴムフェンダー反力および浮体橋の変位が着目部材に与える応力を求めておき、ゴムフェンダーの反力および変位と疲労照査対象部材の応力との伝達関数を算定する。これより短期（30 分間）の応力レベルと発生頻度が求められる。最後に耐用年数におけるゴムフェンダーの変位および反力の各レベルでの変現頻度を算定し、着目部材の応力変動幅と頻度を算定することにより累積損傷度の計算を行っている。

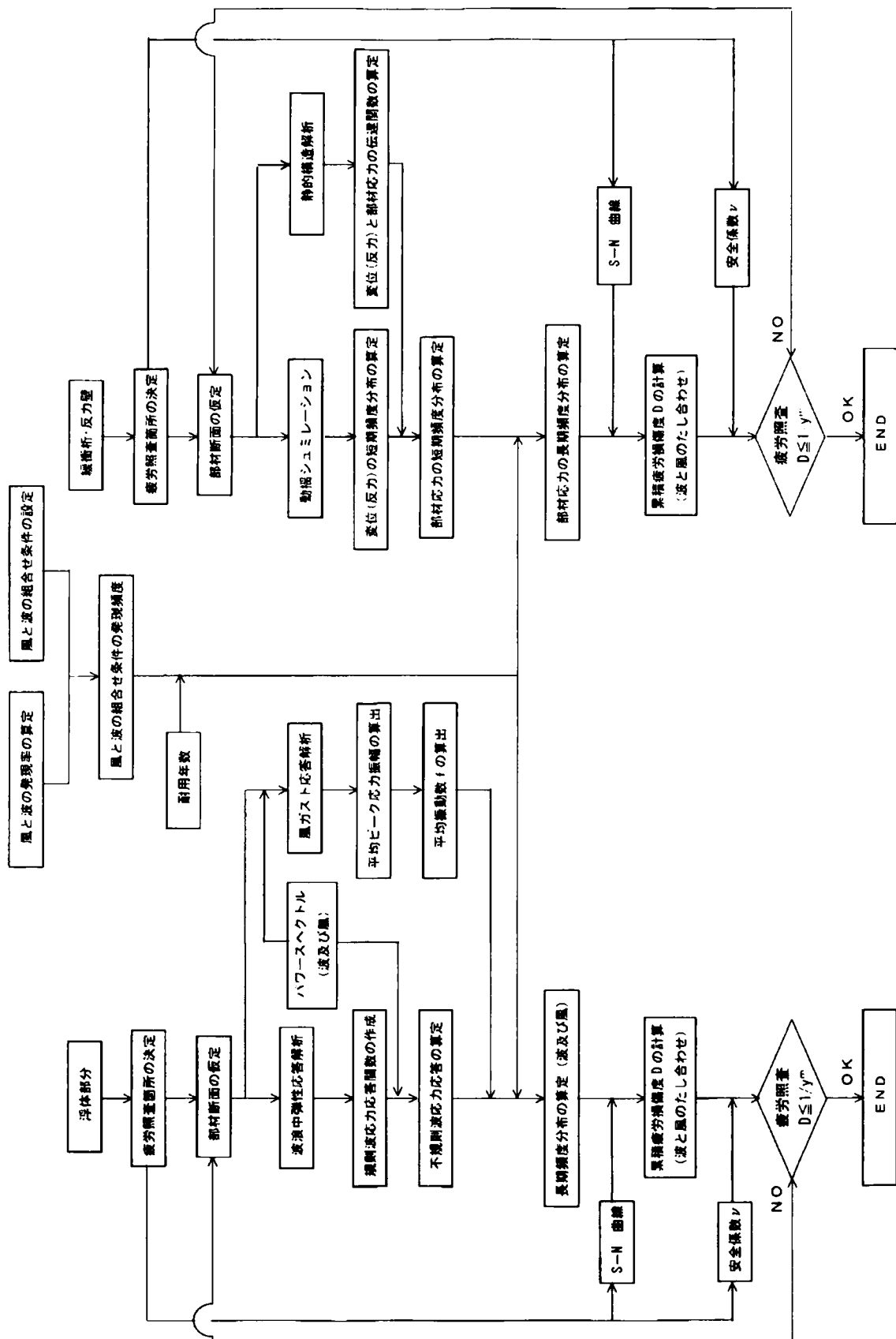


図9-1 疲労所照査のフローチャート

9. 2 風および波浪の発現頻度

夢洲・舞洲連絡橋の架設地点沖合での風向毎の波高発生頻度と風速は、35 年間にわたって日本気象協会（JWA）が観測しており、1 時間単位で波高－風速、および波高－波周期が方向別と全方向で整理されている。表 9－1 および 9－2 に全方向の波高－風速および波高－波周期の発現頻度を整理したものを示す。ただし、この中には台風のような異常時の記録が含まれていない可能性がある。

一方、設計基準においては極値統計と台風シミュレーション解析から 100 年間の再現期待値として $V_{10} = 42 \text{ m/s}$ 、架設位置での有義波高 $H_{1/10} = 1.4 \text{ m}$ が規定されている。疲労照査を行うにあたって、これらの自然条件を以下のように取り扱った。

表 9－1 架設地点沖の全方向の波高、風速出現頻度（1961.1～1995.12）

波高 m 風速 m/s	0～24	25～49	50～74	75～99	100～124	125～149	150～174	175～199	200～249	250～299	300～	合 計	累 計
00～49	231962 (75.5)	23397 (7.6)										255359 (83.2)	255359 (83.2)
50～99	14916 (4.8)	18296 (5.9)	13397 (4.3)	3321 (1.0)	390 (0.1)							50320 (16.4)	305679 (99.6)
100～149		213 (0.0)	80 (0.0)	240 (0.0)	342 (0.1)	174 (0.0)	29 (0.0)	6 (0.0)				1084 (0.3)	306763 (99.9)
150～199			9 (0.0)	4 (0.0)		1 (0.0)	2 (0.0)	8 (0.0)	4 (0.0)			28 (0.0)	306791 (100.0)
200～											1 (0.0)	1 (0.0)	306792 (100.0)
合 計	246878 (80.4)	41906 (13.6)	13486 (4.4)	3565 (1.1)	732 (0.2)	175 (0.0)	31 (0.0)	14 (0.0)	4 (0.0)		1 (0.0)	306792 (100.0)	
累 計	246878 (80.4)	288784 (94.1)	302270 (98.5)	305835 (99.6)	306567 (99.9)	306742 (99.9)	306773 (99.9)	306787 (100.0)	306791 (100.0)	306791 (100.0)	306792 (100.0)		

注：上段出現回数、下段出現頻度%を示す。

表 9－2 架設地点沖の全方向の波高、波周期出現頻度（1961.1～1995.12）

波高 m 周期 s	0～24	25～49	50～74	75～99	100～124	125～149	150～174	175～199	200～249	250～299	300～	合 計	累 計
00～19	233345 (76.0)	1443 (0.4)										234788 (76.5)	234788 (76.5)
20～39	13533 (4.4)	40463 (13.1)	13486 (4.4)	2666 (0.8)								70148 (22.8)	304936 (99.4)
40～59				899 (0.2)	732 (0.2)	175 (0.0)	31 (0.0)	14 (0.0)	4 (0.0)			1855 (0.6)	306791 (100.0)
60～79											1 (0.0)	1 (0.0)	306792 (100.0)
80～													306792 (100.0)
合 計	246878 (80.4)	41906 (13.6)	13486 (4.4)	3565 (1.1)	732 (0.2)	175 (0.0)	31 (0.0)	14 (0.0)	4 (0.0)		1 (0.0)	306792 (100.0)	
累 計	246878 (80.4)	288784 (94.1)	302270 (98.5)	305835 (99.6)	306567 (99.9)	306742 (99.9)	306773 (99.9)	306787 (100.0)	306791 (100.0)	306791 (100.0)	306792 (100.0)		

注：上段出現回数、下段出現頻度%を示す。

16 方向別の波高別風速別発生頻度分布の特徴から図 9-2 に示す 4 グループに集約した。これは、橋の架設方向やこの地点の自然条件の方向特性から 4 つのグループで代表できると考えられるためである。4 つのグループの発生確率を JWA の発生頻度分布より求めたものを表 9-3 に示す。また、各ケースの風速発生頻度とケースⅢおよびⅣの波高の発生頻度を図 9-3 および 9-4 に示す。波高に関しては、沖波データを水槽実験で求めた回折率を乗じた数値である。ケースⅠとⅡでは現地地形の関係から波がほとんど発生しておらず、全体の頻度分布と外力の大きさを考慮すると疲労に関してはケースⅣが支配的であると言える。

表 9-3 4 グループの発生頻度

	発生回数	発生する割合(%)
静 穏	3,828	1.248
ケースⅠ (N - NE)	117,535	38.311
ケースⅡ (ENE - SSE)	42,119	13.729
ケースⅢ (S - SW)	29,068	9.475
ケースⅣ (WSW - NNW)	114,242	37.238
合 計	306,792	100.000

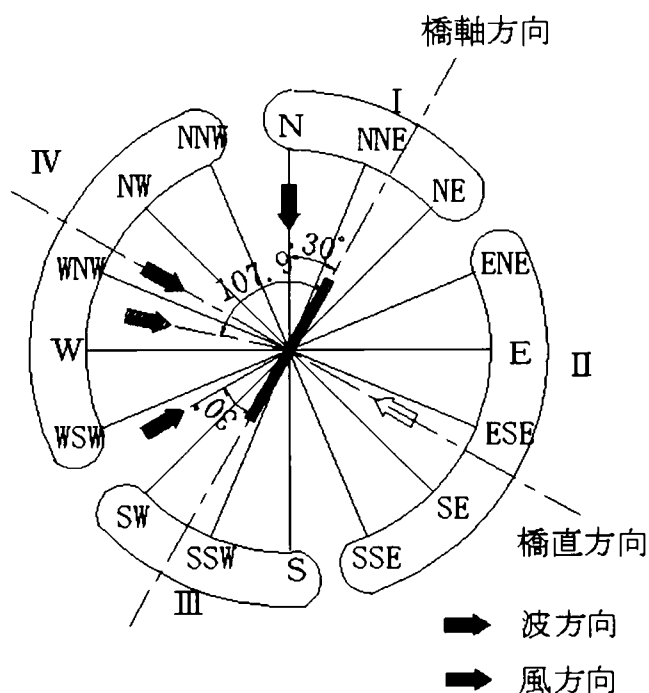


図 9-2 風、波のグループ分類

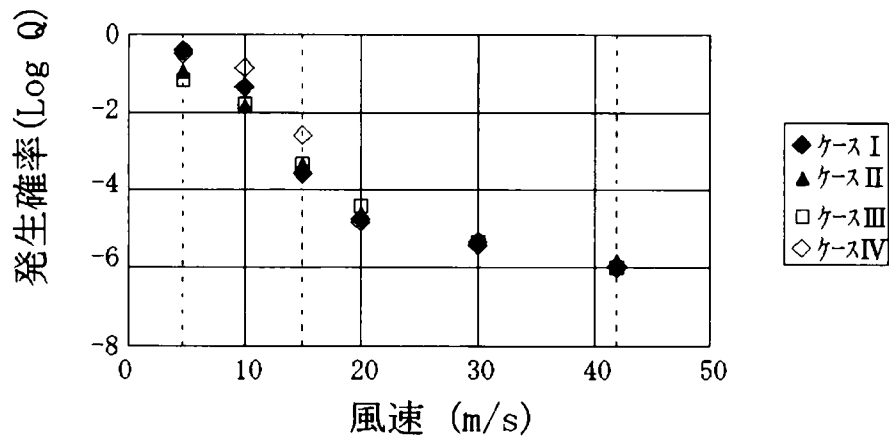


図 9 - 3 風速の発生頻度

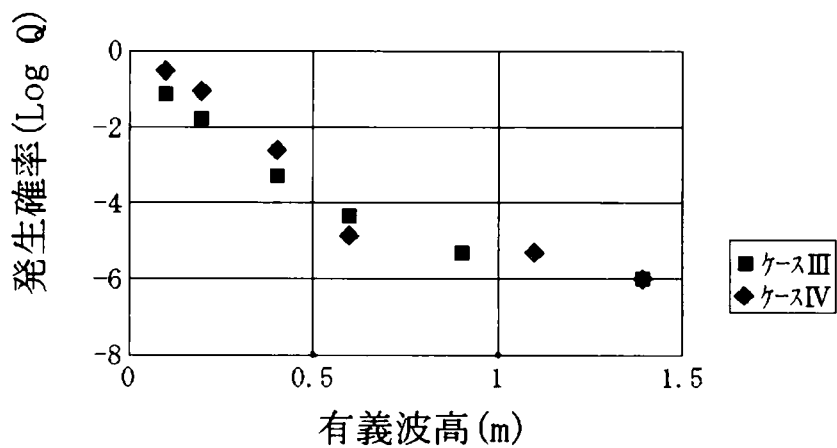


図 9 - 4 波高の発生頻度

これらのケースの風および波浪発生頻度をワイブル分布で近似し，設計風速および波高に対応する頻度分布に置き換える。即ち，超過確率 $Q(x)$ が次のように表されるものとする。

$$Q(x) = \exp \left[- (x/q)^h \right] \quad (\text{式 9 - 1})$$

風速および波高の分布が確率分布関数 $F(x)$ で表されるワイブル分布とすれば，

$$F(x) = 1 - Q(x) \quad (\text{式 9 - 2})$$

となる。ここで，

$$q = x_0 / (\ln N_0)^{1/h} \quad (\text{式 9 - 3})$$

の関係がある。ただし、 x_0 は N_0 回に1回発生する最大値である。

いま、Ⅰ～Ⅳの各ケースに100年再現期待値の風と波が100年に1時間の割合で発生すると考えると、確率データ母数 N_0 は、 $N_0 = 24 \times 365 \times 100 = 876,000$ となることから、設計条件に対応する超過確率 $Q(x)$ は、次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} q &= 42 / (\ln 876,000)^{1/h} && \text{風の場合} \\ q &= 1.4 / (\ln 876,000)^{1/h} && \text{波の場合} \\ Q(x) &= \exp[-(x/42)^h \ln 876,000] && \text{風の場合} \\ Q(x) &= \exp[-(x/1.4)^h \ln 876,000] && \text{波の場合} \end{aligned} \right\} \text{(式 9-4)}$$

式9-4の分布曲線を実際の観測記録に適合する形状係数 h を求め、設計条件と観測記録の整合を行った。その場合、観測記録は、波高については0.5 m幅、風速については5 m/s幅で区切られており、安全側の評価として、それぞれの区間最大値をその発生頻度の値に対応するものとして処理した。例えばケース4の波高頻度データは、表9-4に示した数値であるが、0.00 - 0.24 mの頻度は0.25 mとして分布形状を求めた。また、架設位置での回折率（波の回折による現地波高の低減率）は、第2章に示した解析計算条件からケースⅠ～Ⅲにおいて0.3、ケースⅣにおいて0.4とした。風と波の複合発生確率に関しては、ある風速を設定し、その発生確率と同じ発生確率の波高を組み合わせることとした。記録の頻度分布と仮定したワイブル分布曲線の例としてケースⅣの風速および波高のフィッティングを図9-5および9-6に示す。このケースではワイブル分布の形状係数を $h = 0.6$ に設定した。また、波周期については、表9-2にあるように波高と非常に相関が高いことから、波高との関係で整理した。

表9-4 ケース4 (WSW～NNW) の風速、波高頻度分布 (1961.1～1995.12)

波高m 風速m/s	0~24	25~49	50~74	75~99	100~124	125~149	150~174	175~199	200~249	250~299	300~	合 計	累 計
00~49	66889 (218)	17741 (57)										84630 (275)	84630 (275)
50~99	2464 (08)	13310 (43)	10477 (34)	2441 (08)	210 (00)							28902 (94)	113532 (370)
100~149		18 (00)	37 (00)	236 (00)	298 (01)	108 (00)	9 (00)					706 (02)	114238 (372)
150~199				1 (00)		1 (00)	1 (00)	1 (00)				4 (00)	114242 (372)
200~													114242 (372)
合 計	69353 (226)	31069 (101)	10514 (34)	2678 (08)	508 (01)	109 (00)	10 (00)	1 (00)				114242 (372)	
累 計	69353 (226)	100422 (327)	110936 (361)	113614 (370)	114122 (372)	114231 (372)	114241 (372)	114242 (372)	114242 (372)	114242 (372)	114242 (372)		

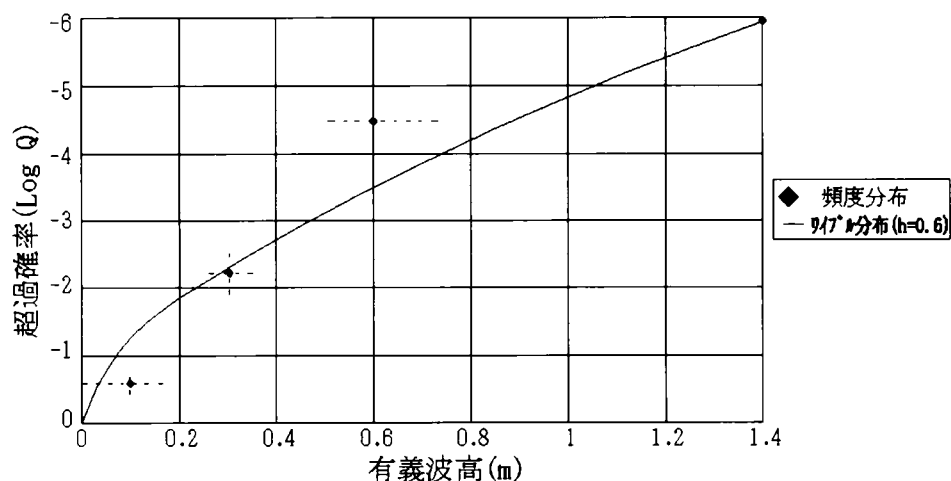


図 9-5 風速の頻度とワイブル分布 (ケース 4)

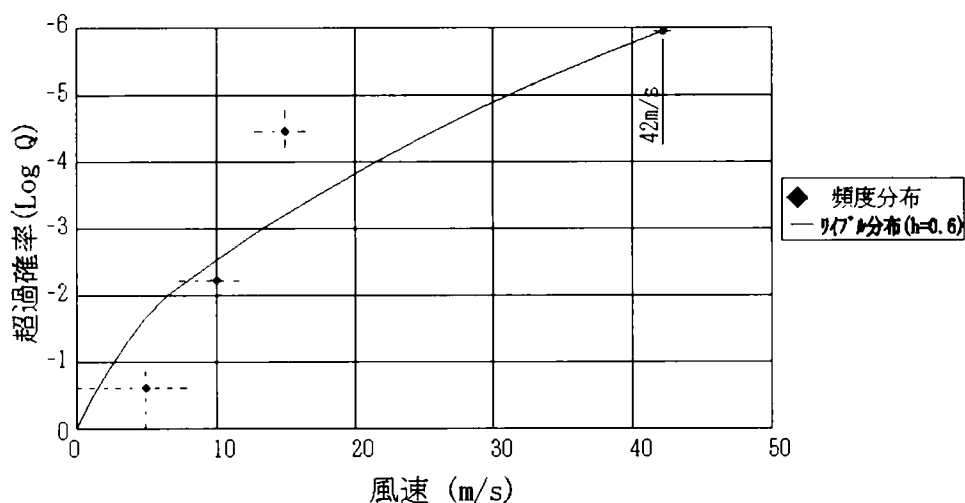


図 9-6 波高の頻度とワイブル分布

9. 3 浮体橋部材の疲労照査

夢洲・舞洲連絡橋の部材設計においては、図 9-7 に示すように死荷重、活荷重等の鉛直荷重で決定された部材と風、波浪、地震等の水平荷重によって決定された部材がある。これらの部材の荷重による応力分担は、荷重方向に大きく支配されており、活荷重による疲労損傷と風、波浪による疲労損傷は、重ね合わせる必要がないと判断できる。ここでは風および波浪による疲労照査であり、それらにより断面決定された部材の隅肉溶接部を照査対象箇所とした。具体的には図 9-8 に示す主要な骨組部材 6 本を選び、その断面内におけるウェブとフランジの交点のダイアフラム取付位置を照査箇所とした。

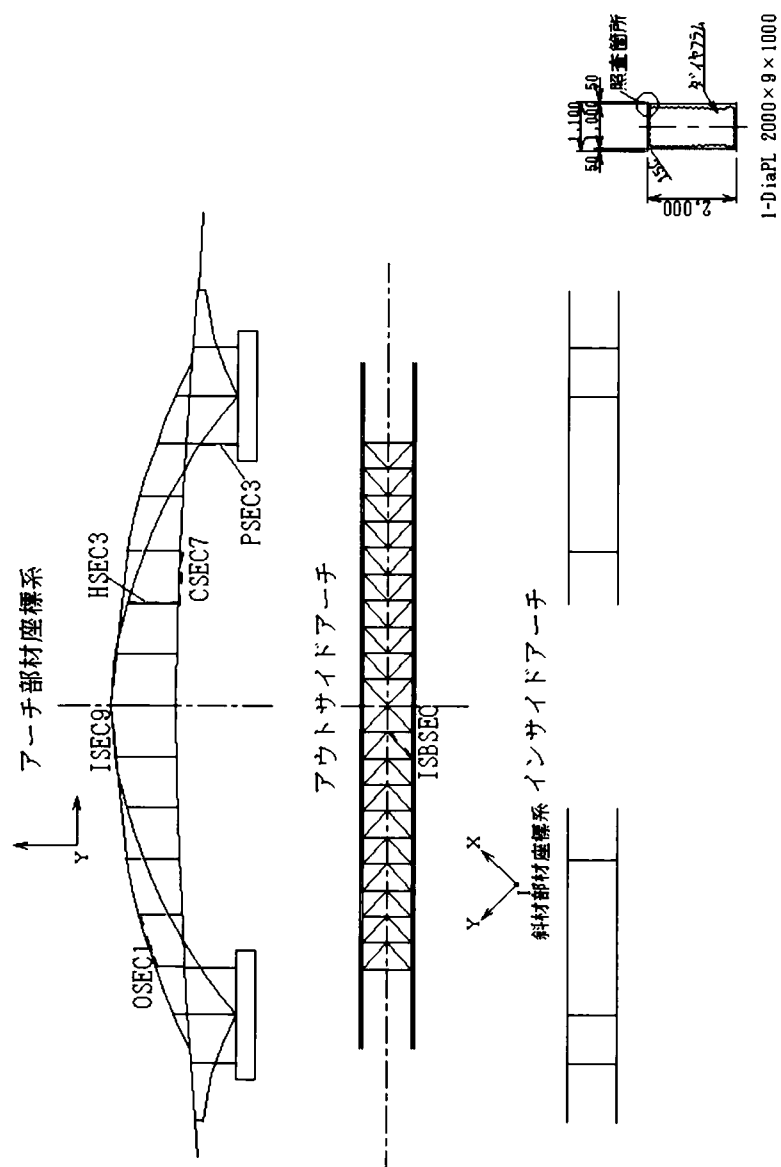


図 9-8 浮体橋疲労照査箇所

これらの強度等級は、基準³⁾にあるE級の疲労設計曲線に該当する溶接部である。この各強度等級に対応する疲労曲線が表9－5および図9－9に示される。この図で示されているそれぞれの強度等級に対する直線の折れ点は、表9－5に示す応力範囲の打ち切り限界である。

疲労照査にあたっては、まず、規則波による波浪中弾性応答解析により各波高毎に波周期に対する各部材の断面力を算出し、この断面力を着目点の断面定数で除すことにより、照査箇所の規則波応力応答関数を求めた。この計算では、段階的に変化する波高毎に波長を変数に規則波応答関数を作成している。図9－10に波高 $h = 2.0$ mに対するそれぞれの疲労照査箇所の応力応答関数 $A(T)$ を示す。この応力応答関数に不規則波の波浪スペクトル $S(T)$ を乗じることで各照査箇所の応答スペクトルとし、これを T について積分することで応力の短期応力応答（分散値）を算出した。さらに、架設地点の長期波浪発生頻度（ワイブル分布）と短期応力応答を乗じて積分し、照査箇所の応力応答長期分布を作成した。図9－11, 12にその例を示す。ここでは超過確率に対する照査箇所の応力度が示される。

表 9 - 5 疲労許容応力範囲

(直応力を受ける継手) $m=3$

名 称	強 度 等 級	応力範囲の打ち切り限界 (MPa)	
	2×10^6 回基本許容 応力範囲	一定振幅応力	変動振幅応力
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{oe}$ (N)	$\Delta\sigma_{ve}$ (N)
A	190	190(2.0×10^6)	88(2.0×10^7)
B	155	155(2.0×10^6)	72(2.0×10^7)
C	125	115(2.6×10^6)	53(2.6×10^7)
D	100	84(3.4×10^6)	39(3.4×10^7)
Ⓔ	80	62(4.4×10^6)	29(4.4×10^7)
F	65	46(5.6×10^6)	21(5.6×10^7)
G	50	32(7.7×10^6)	15(7.7×10^7)
H	40	23(1.0×10^7)	11(1.0×10^8)

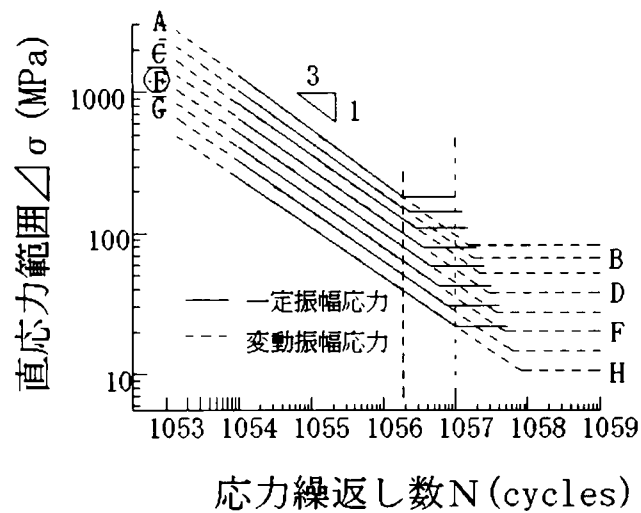


図 9 - 9 疲労設計曲線 (直応力を受ける継手)

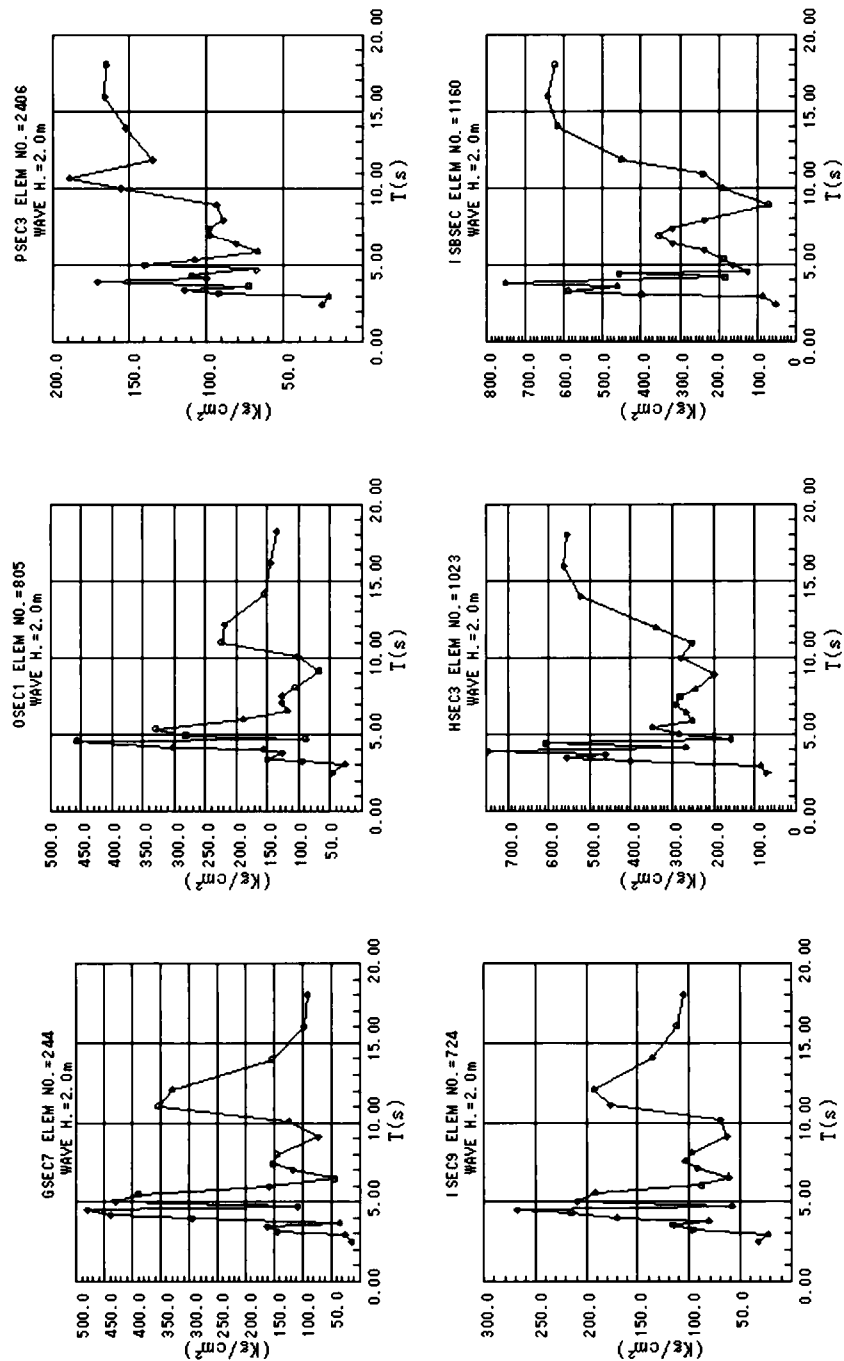


図 9-10 疲労照査箇所の応力応答関数

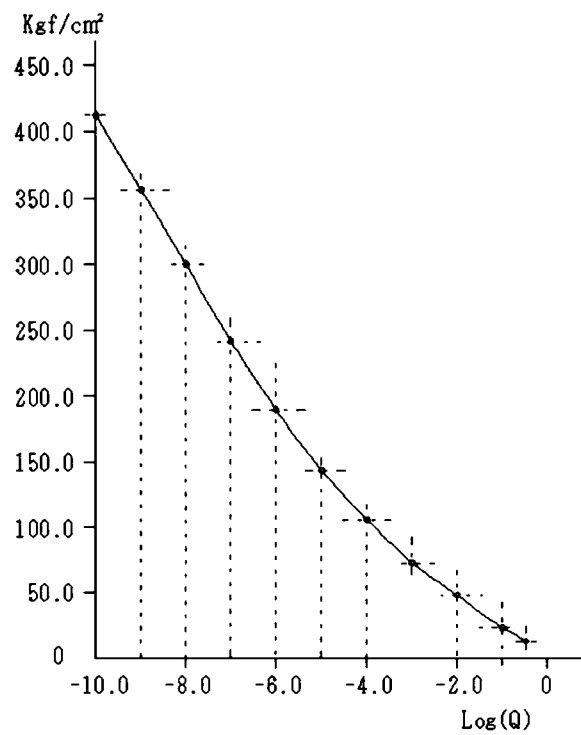


図 9-11 GSEC 7 (補剛桁) の長期応答応力頻度分布

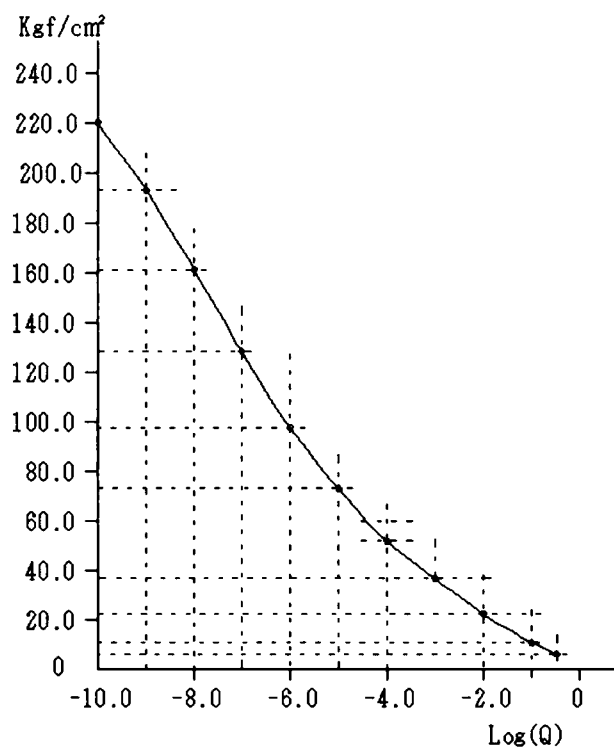


図 9-12 ISEC 9 (アウトサイドアーチ) の長期応答応力頻度分布

つぎに、設計繰り返し回数（総数） n_i を、耐用年数 50 年として、遭遇する波の平均周期 T_{AVE} が 3.29 秒であることから、

$$n_i = 50 \times 365 \times 24 \times 60 \times (60/3.29) = 4.79 \times 10^8 \text{ cycles} \quad (\text{式 9-5})$$

として、応力応答長期分布の横軸である発現確率にこの設計繰り返し回数 n_i を乗じて各応力度の超過繰り返し回数とした。ここで図 9-11 の縦軸に示される応力度が照査断面で求められるが、図の応力度は単振幅であるので、この数値の 2 倍を応力変動範囲（両振幅）として疲労照査を行った。

最後に累積損傷度 D を計算することで判定を行う。累積損傷度 D は、以下の式で定義される。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (\text{式 9-6})$$

ここで、 n_i ：応力範囲頻度分布のうちのある応力範囲レベル $\Delta \sigma_i$ あるいは τ_i に対する頻度

N_i ：平均応力および板厚による補正を行った疲労設計曲線から求められる $\Delta \sigma_i$ あるいは τ_i に対応する疲労寿命回数

この累積損傷度 D が次式に示す安全照査式を満足するかを確認する。

$$D \leq 1 / (\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i)^m \quad (\text{式 9-7})$$

ここで、 m ：疲労曲線の傾きを表す常数 この継ぎ手は直応力を受ける継ぎ手であることから $m = 3$

γ_b ：冗長度安全係数 対象とする継ぎ手あるいは部材に疲労損傷が生じたとき、それが構造物全体の強度あるいは機能に及ぼす影響を考慮した係数（0.80 ～ 1.10）

γ_w ：重要度係数 構造物が疲労限界状態に達したときの社会的影響を考慮した係数（0.80 ～ 1.10）

γ_i ：検査係数 構造物の供用中の定期検査により、疲労限界状態に至る前に損傷を発見する可能性を考慮した係数（0.90 ～ 1.10）

ただし、 $0.80 \leq \gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \leq 1.25$

このようにして求めた累積損傷度 D と許容値 D_{cr} （式 9-7 の右辺）を表 9-6 に整理した。これによれば浮体部の波浪による疲労損傷度 D は、 10^{-2} レベルであり、累積損傷許容値 D_{cr} が 0.56 ～ 1.03 であるので各照査位置とも疲労安全性には十分な余裕が認められた。

表 9-6 波浪による疲労照査結果

照査位置	GSEC7	I SEC9	OSEC1	HSEC3	PSEC3	ISBSEC
適用した疲労設計曲線	E 等級 (打ち切り限界付)	E 等級 (打ち切り限界付)	E 等級 (打ち切り限界付)	E 等級 (打ち切り限界付)	E 等級 (打ち切り限界付)	E 等級 (打ち切り限界付)
応力範囲の長期発現確率分布	図 3a	図 3b	—	—	—	—
平均応力補正係数 C_R	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
板厚補正係数 C_t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
累積損傷度 D	4.82×10^{-2}	2.46×10^{-3}	3.88×10^{-3}	5.29×10^{-2}	1.51×10^{-3}	5.36×10^{-2}
安全係数 γ	γ_b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	γ_w	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	γ_i	0.90	0.90	0.90	0.90	1.10
累積損傷度の許容値 D_{cr}	1.03	1.03	1.03	0.56	1.03	0.56
判定結果	$D < D_{cr}$ OK	$D < D_{cr}$ OK	$D < D_{cr}$ OK	$D < D_{cr}$ OK	$D < D_{cr}$ OK	$D < D_{cr}$ OK

つぎに風（ガスト）による浮体橋の疲労照査を行った。ガスト応答による振動性状は、定常力による応答値を中心とした正弦波的な形状を示すため、ガスト応答解析から求まる平均ピークの応力振幅 σ_{ave} の倍振幅を疲労の応力範囲 $\Delta \sigma$ として評価した。

ガスト応答解析⁹⁾では、対象風速を固定し簡易的評価を行った。ガスト応答解析に関する条件は、以下のとおりとした。

風変動スペクトル：日野

対象風速： $V_{10} = 5, 10, 15, 20, 30, 42\text{m/s}$

対象風向：橋軸直角方向

風の生起確率：日本気象協会の観測データに基づき、各風速毎に整理された全方向を対象とした頻度分布を適用

応力範囲に対する振動回数 n は次式による平均振動数 f_0 から算出した。

$$\Delta \sigma = 2 \cdot \sigma_{ave}$$

$$n = 50 \times 365 \times 24\text{h} \times 3600\text{s} \times f_0 \times q \quad (\text{式 9-8})$$

$$f_0 = \sqrt{\frac{\int f^2 S_R(f) df}{\int S_R(f) df}} \quad (\text{式 9-9})$$

ここで q ：風の生起確率（頻度分布）

$S_R(f)$ ：各モードの応答スペクトル

f ：各モードの振動数

各風速でのガスト解析から求められた断面力から応力振幅 $\Delta\sigma$ とそれに対応する発現頻度 n から累積損傷度 D を求めた。判定については、波浪による疲労照査と同じである。風による疲労照査結果を表9-7に整理した。これによると累積損傷度 D は、 10^{-3} 以下のレベルであり、累積損傷度の許容値 D_{cr} に比べてはるかに小さい値であり、風による疲労損傷が無視できることが分かった。

表9-7 ガスト解析による疲労照査結果

疲労強度	等級	補剛桁	内サドアーチ	外サドアーチ	吊材	支柱	ストランド斜材
		E	E	E	E	E	E
打切り限界	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	80	104	80	80	80	80
	$\Delta\sigma_{ve}$ (MPa)	29	37.7	29	29	29	29
応力範囲	V10=10m/s	1	0	0	1	0	1
	V10=20m/s	9	3	4	7	2	5
$\Delta\sigma$ (MPa)	V10=30m/s	29	10	12	21	5	16
	V10=42m/s	73	24	31	53	13	42
累積損傷度	V10=10m/s	0.000547	0.000009	0.000039	0.000206	0.000003	0.000057
	V10=20m/s	0.001007	0.000017	0.000078	0.000406	0.000007	0.000214
$D (= n/N)$	V10=30m/s	0.000183	0.000003	0.000014	0.000074	0.000001	0.000038
	V10=42m/s	0.000652	0.000011	0.000050	0.000266	0.000004	0.000142
ΣD (打切り限界なし)		0.002389	0.000041	0.000181	0.000952	0.000016	0.000451
累積損傷度の許容値 D_{cr}		1.03	1.03	1.03	0.56	1.03	0.56

9.4 反力壁部材の疲労照査

浮体橋が風および波浪による動揺を横支持する反力壁の疲労照査について述べる。この照査は、図9-1のフローの右側部分にあたり、浮体橋の動揺（フェンダー反力に変換する）が支持部材の応力を発生させ、この繰り返し応力による疲労に対して安全性を確認するものであり、浮体橋の挙動を正確に把握する必要がある。そこで第6章で述べた動揺シミュレーションを活用し、疲労照査を行った。

まず、照査箇所は、図9-13に示す反力壁部材の4ヶ所を選定した。これらの箇所は、反力壁の構造設計において最大応力発生箇所である。

この照査点の発生応力 σ とフェンダー反力 F との関係を静的構造解析によって求める。すなわち、図9-14に示すような各ゴムフェンダーに発生する反力 F_i に対して、照査点の発生応力 σ を伝達関数 $\sigma = \Sigma k_i F_i$ として求める係数 k_i を算出する。

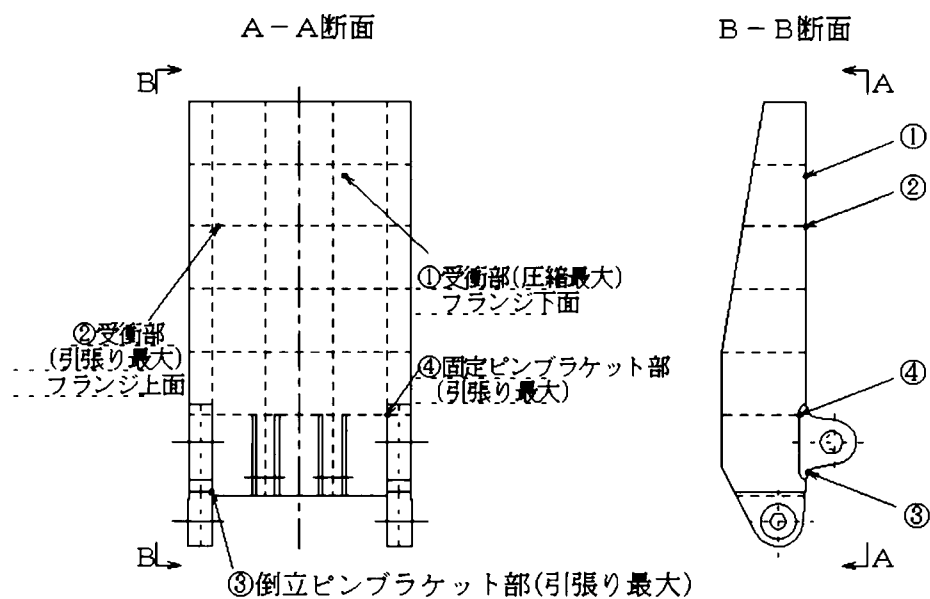


図 9-13 反力壁溶接部の疲労照査箇所（夢洲側）

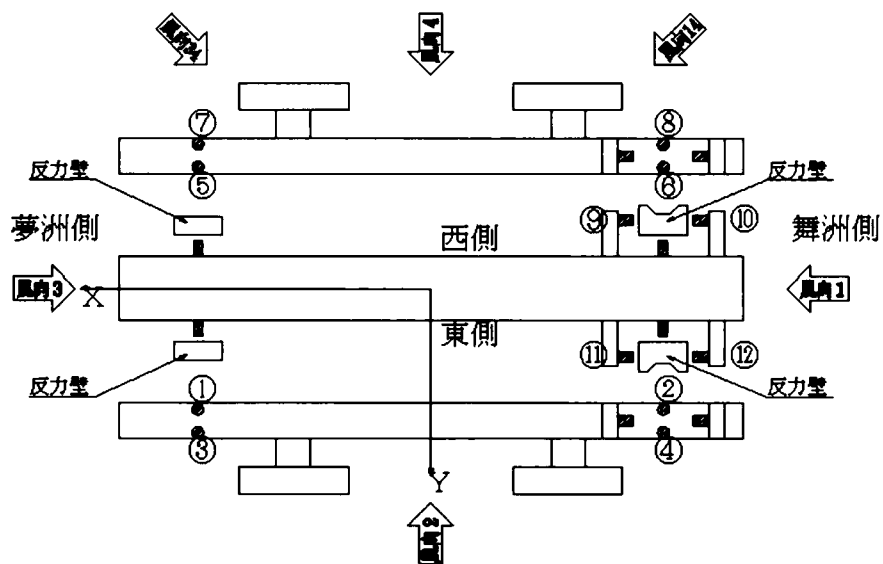


図 9-14 ゴムフェンダー取付位置

つぎに動揺シミュレーションを行うのであるが、風と波浪を表 9-3 のケース別発生頻度に対応するものとして、表 9-8 に示すような 4 つの風方位グループに対してそれぞれ 6 ケースの風と波の条件を組み合わせた。これらの条件で短期動揺シミュレーション (1800 sec) を実施し、各ケースでのフェンダー反力の短期頻度分布をレインフロー法を用いた頻度解析から算出した。なお、動揺シミュレーションに用いたスペクトルは、風については日野、波浪についてはブレットシュナイダー-光易である。

各風方位グループの観測データから求めた頻度分布 (ワイブル分布) から設計寿命 50 年における風の頻度分布を算定し、50 年間の長期応力頻度分布を求めた。表 9-8 の右欄に 50 年間の発生回数 (時間) を示した。この長期応力頻度分布から浮体橋と動揺の手法により累積損傷度 D の計算を行い、判定基準 D_{cr} によって判定を行った。

累積損傷計算における各係数と累積損傷度および判定を表 9-9 に示す。いずれの照査箇所も累積損傷度の許容値 D_{cr} を超えておらず、疲労に対する安全性が確認できた。ただし、浮体橋本体の数値と比較すると反力壁のピンブラケットは、かなり疲労に対して厳しい条件であることが分かった。本研究モデルでは定反力型ゴムフェンダーを用いて浮体橋を比較的ルーズに横支持しているが、横支持方法が剛な場合、その支持部材の風と波浪による疲労照査は必ず行う必要があると言える。

表 9-8 疲労照査における動揺シミュレーションケース

風向1 (N-NE)				
動揺シミュレーション解析条件				発生時間 (h)
ケース 番 号	風速 (m/s)	有義波高 (m)	波周期 (s)	
11	5	0.02	1.00	166.308
12	10	0.04	1.41	1,283
13	15	0.12	2.44	164
14	20	0.22	3.31	34
15	30	0.62	5.55	12
16	42	1.40	6.70	1
合 計				167.802 (38.311%)

風向2 (ENE-SSE)				
動揺シミュレーション解析条件				発生時間 (h)
ケース 番 号	風速 (m/s)	有義波高 (m)	波周期 (s)	
21	5	0.02	1.00	59.597
22	10	0.06	1.73	460
23	15	0.18	2.99	59
24	20	0.32	3.99	12
25	30	0.80	6.30	4
26	42	1.40	6.70	1
合 計				60.133 (13.729%)

風向3 (S-SW)				
動揺シミュレーション解析条件				発生時間 (h)
ケース 番 号	風速 (m/s)	有義波高 (m)	波周期 (s)	
31	5	0.20	3.20	40,586
32	10	0.40	4.50	786
33	15	0.60	5.50	102
34	20	0.70	5.90	19
35	30	1.10	6.40	6
36	42	1.40	6.70	1
合 計				41,500 (9.475%)

風向4 (WSW-NNW)				
動揺シミュレーション解析条件				発生時間 (h)
ケース 番 号	風速 (m/s)	有義波高 (m)	波周期 (s)	
41	5	0.30	3.30	161,648
42	10	0.50	4.30	1,247
43	15	0.70	5.10	160
44	20	0.80	5.50	33
45	30	1.10	6.10	11
46	42	1.40	6.70	1
合 計				163,100 (37.238%)

静穏時 = 5,465 時間 (1.248%)

合 計 = 437,999 時間 (50年) (100%)

表 9-9 反力壁の疲労照査結果

	疲労照査箇所	疲労 曲線 m	200万回 応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (MPa)	応力 係数 CR	板厚 係数 Ct	許容 応力範囲 $\Delta\sigma_R$ (MPa)	部分安全係数 $\gamma = \gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i$	累積 損傷度 D	$D \cdot \gamma_m$ ≤ 1	判定
夢 洲 側	① 受衝部 (圧縮最大)	3	80 (E等級)	1.0	1.0	80	1.25	0.095	0.186	OK
	② 受衝部 (引張り最大)	3	80 (E等級)	1.0	1.0	80	1.25	0.104	0.203	OK
	③ 倒立ビームラケット部 (引張り最大)	3	100XD等級)	1.0	0.8	80	1.25	0.119	0.232	OK
	④ 固定ビームラケット部 (引張り最大)	3	100XD等級)	1.0	0.8	80	1.25	0.136	0.265	OK
舞 洲 側	① 受衝部 (圧縮最大)	3	80 (E等級)	1.0	1.0	80	1.25	0.048	0.093	OK
	② 受衝部 (引張り最大)	3	80 (E等級)	1.0	1.0	80	1.25	0.053	0.103	OK
	③ 倒立ビームラケット部 (引張り最大)	3	100XD等級)	1.0	0.8	80	1.25	0.090	0.176	OK
	④ 固定ビームラケット部 (引張り最大)	3	100XD等級)	1.0	0.8	80	1.25	0.108	0.210	OK

9. 5 まとめ

本章では、浮体橋とそれを横支持する反力壁の疲労照査方法とその結果について述べた。この内容を以下に要約する。

- (1) 風および波浪の観測記録から頻度分布を作成し、疲労照査に用いる入力を求める方法を提案した。
- (2) 浮体橋の構造部材の波浪による疲労照査を実施したが、モデル橋の部材では、累積損傷度Dが許容値の $1/10$ 以下であり、波浪による疲労に対しては安全であると判断できた。
- (3) 風の変動による疲労照査を行ったが、累積損傷度Dが 10^{-4} レベルであり、浮体橋に対して風による疲労は無視できる。
- (4) 反力壁に対して動揺シミュレーションを利用して、浮体橋の動揺が原因で発生する部材応力による疲労照査方法を提示した。また、モデル浮体橋の安全性を確認した。ただし、累積損傷度Dがかなり大きな値を示す部材もあり、浮体橋を比較的剛に横支持する場合、支持部材に関しては疲労照査が必要である。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ，1996.12.
- 2) 阪神高速道路公団：東神戸大橋工事誌，pp.127-130,1994.5.
- 3) 日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1988.
- 4) BSI：BS5400，Part10（Code of practice for fatigue），1980.
- 5) DIN15018：Cranes,Steel Structure,Verification and analysis,1984.
- 6) 運輸省鉄道局：鉄道構造物等設計基準・同解説,1992.
- 7) (財)沿岸開発技術センター：浮体構造物技術マニュアル，1991.3.
- 8) 丸山忠明，川村幸男，武田純男，土屋昌義：浮体橋（夢洲～舞洲連絡橋）の疲労設計，土木学会第55回年次学術講演会概要集Ⅰ－A86，2000.9.
- 9) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説

第 10 章 船舶衝突に対する安全性

10. 1 概説

浮体橋の技術課題のなかで固定橋と大きく異なる事項としてポンツーンが船舶の衝突に対して安全かどうか、すなわち、船舶衝突が発生した場合のポンツーンの挙動、使用性の確保、沈没の危険性を照査する必要がある。この種の問題に関しては海外において船舶が桁に衝突し落橋事故となった報告が数例みうけられる。我が国では本州四国連絡橋や関西空港連絡橋等、主に海上橋梁の航路部において橋脚を船舶衝突から守る防衝工が設置されている。

浮体橋に関して船舶衝突による事故の例は報告されていないが、ポンツーンを橋梁基礎としたり、浮体上に道路を構築することから、固定橋よりはるかに船舶衝突に対して検討を必要とすることは自明である。とくに鋼製ポンツーンを有する浮体橋では、船舶衝突による一部の破損が浮体内部への溢水となり、橋梁系全体の安全性を損なうこととなる。

このような船舶衝突に関しての設計は、防衝工においてエネルギー法を用いて設計^{1) 2)}されているが、これらの基準では骨組構造としての照査法を示しており、浮体橋の鋼製ポンツーンのような薄肉構造の破損を照査できるものではない。

本章においては、鋼製ポンツーンの船舶衝突に対する安全性を確保するために考案したフェールセーフ的な構造法を示すとともに、その安全性の照査方法として簡易手法とそれを検証するために実施したシミュレーション手法および結果について述べるとともに船舶がポンツーンに衝突した場合の供用性の判定手法を示す^{3) 4)}。

10. 2 ポンツーン構造構成法

浮体橋のポンツーンは、PCコンクリートもしくは鋼製で建設されている。本研究のモデルとなった夢洲・舞州連絡橋では現地条件（航路幅、水深）の制約から鋼製ポンツーンが採用されている。図 10 - 1 にポンツーン部材構成の概略を示す。ここでは上部工反力を 6 本の支柱から円滑にポンツーン全体に分散させるために上部工アーチ部材幅に合わせて横隔壁が、支柱位置の橋軸直角方向にも荷重分散隔壁が配置されている。これらの隔壁を等分する位置にポンツーンの剛性確保のための一重隔壁（構造的には I 桁相当）が配置されている。これらの主構造として上部工からの応力伝達については、有限要素法を用いて確認されている⁵⁾。

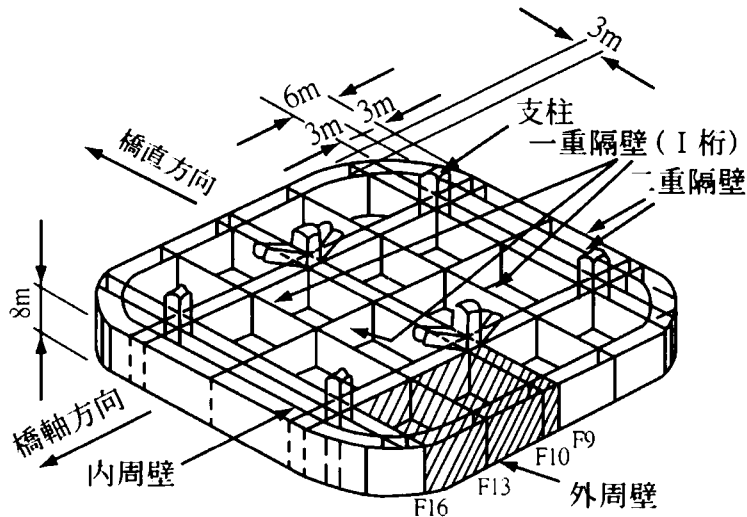


図10-1 ポンツーン構造

上記の主要構造部材とともに船舶衝突や不慮の漏水に備えてポンツーンの外周壁から3mの位置に全周にわたって水密の内周壁を配置してダブルハル（二重隔壁）構造となっている。さらに図10-2に示した詳細図のように、このダブルハル区画は、外周に対して垂直に配置された隔壁により、航路面（橋軸直角方向面）では12.5m以下に仕切られた水密区画を形成している。この水密区画の配置により、船舶衝突に際して、もし、外周壁に破孔が生じても、1～2区画の浸水で収まるように計画されている。この構造によりポンツーン的安全性を確認するために有限要素法による弾塑性解析を実施したが、これについては後節で述べる。また、上部に支柱の配置についてもポンツーン外周壁から6mの範囲を建築限界とすることで船舶の船首甲板部が橋梁本体構造に衝突しないよう配慮されている。

さらに漂流船等による軽微な船舶衝突に対しては、衝突エネルギーを吸収する防衝工（丸型ゴム防舷材（コーナー部φ700×250×2,000、直線部φ500×250×2,000）をポンツーン外周に設置することにより、ポンツーンおよび船舶ともに損傷を受けないように配慮されている。

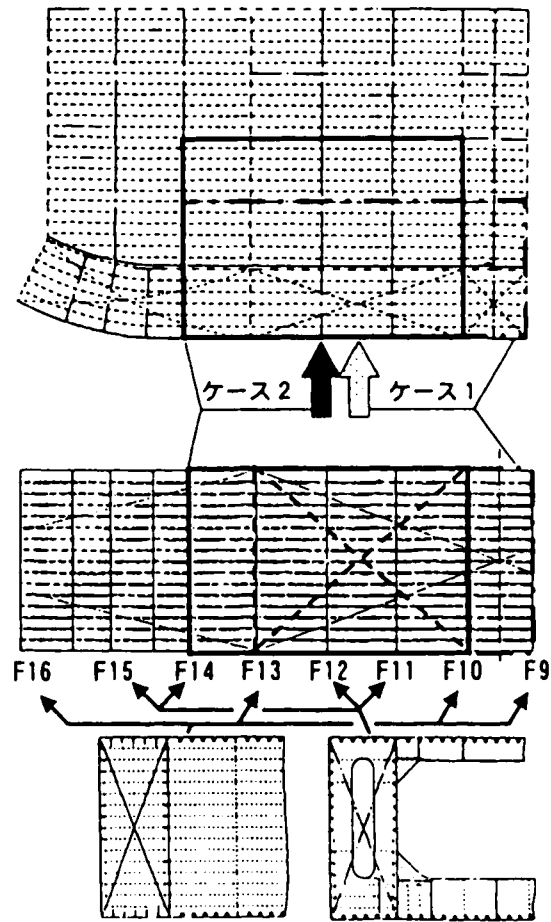


図10-2 ポンツーン外周部の詳細構造

10. 3 設計

10.3.1 設計条件

設計荷重を決定するため、航路を通過する船舶の実態調査を行い、その結果から設計船舶衝突荷重を算定した。調査から閉橋時（通常時）に橋を通過する船舶規模は、500GT（排水量 1,290t）が最大であり、これを対象として設計することとした。また、船速については港内であることから 10kts (5.144m/sec) で、衝突方向はポンツーンへの船舶の貫入量が最も大きくなるように船首がポンツーンに直角に衝突することを想定した。また、ポンツーンへの衝突位置は、有限要素法による照査を前提として、図 10 - 2 に示す次の 2 箇所を想定した。

- ① ケース 1：横隔壁間の中央 ポンツーンの外周壁において、変形が最も大きくなると考えられる横隔壁中央で、頂板と底板間の中央への衝突
- ② ケース 2：横隔壁上 内周壁への影響を検討するため、ポンツーン外周部で最も剛な位置である横隔壁上への衝突

モデル浮体橋はゴムフェンダーと反力壁によって柔らかく支持されていることと上部工の弾性変形によって、ポンツーンは弾性支持されていることになる。しかし、衝突を想定している船舶に比べてポンツーンの質量が十分大きい（排水量 15,000t）こと、ポンツーンの応力照査の簡易化を図るため、安全側の評価としてポンツーンが剛支持されているものと仮定した。

10.3.2 簡易評価

夢洲・舞洲連絡橋の設計においては、有限要素法による照査を最終判定根拠としたが、その実施にあたり、ケース 1 について、船舶の貫入量の概算とモデル化の範囲をを把握するために以下に示す簡易評価を実施した。

浮体橋のポンツーンに船舶が衝突した場合の側板の変形モードは、図 10 - 3 に示すような 1 点集中荷重を受ける四辺単純支持板の変形モードと仮定できる。この図において破線は、ヒンジラインを示す。貫入量が δ のとき、荷重点における膜力による反力 P は、次式によって示される^{6)・7)}。

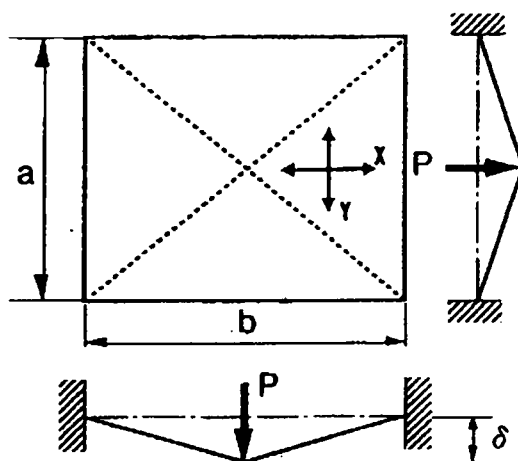


図10-3 一点集中荷重を受ける四辺支持板の変形モード

$$P=2(P_a+P_b) \quad (\text{式 } 10-1)$$

ただし、

$$P_a=f_x \frac{a}{b} \delta \quad P_b=f_y \frac{b}{a} \delta$$

$$f_x=\sigma_y t_x, \quad f_y=\sigma_y t_y$$

ここで、

P_a, P_b : 端部 a, b に加わる荷重

σ_y : 材料の降伏応力

t_x, t_y : x, y 軸に垂直な断面の引張に対する等価板厚

この評価において、外周壁の計算範囲としては図 10 - 2 で示した詳細構造では破線で囲まれた領域、即ち、1 水密隔壁間 (F10 ~ F13) および頂板、底板間で変形すると考える。また、今回想定したポンツーンの変形モードでは、浮体上下方向の膜力を支える板部材 (頂板より上側、底板より下側) がないことから、浮体上下方向の膜力は考えず、横隔壁間に働く膜力のみを考えることとした。したがって、貫入量 δ のときの反力 P は、式 10 - 1 より、

$$\left. \begin{aligned} P &= 2(P_a + P_b) \\ &= 2P_a \\ &= 2f_x \frac{a}{b} \delta \\ &= 2\sigma_y t_{eq} \frac{a}{b} \delta \end{aligned} \right\} \quad (\text{式 10 - 2})$$

ここで、 $\sigma_y = 2.35 \times 10^8 \text{ (N/m}^2\text{)}$

簡易評価で使用する等価板厚 t_{eq} は、リブを含めて鋼床版の設計で用いる次式で求める。

$$t_{eq} = \left\{ t + \frac{(h_w t_w + b_f t_f) n}{B} \right\} \quad (\text{式 10 - 3})$$

ただし、 t : 考慮する外周壁の板厚

h_w, t_w : リブのウェブ高さ、板厚

h_f, t_f : リブのフランジ高さ、板厚

n : リブ本数

B : 部材の幅

ここで、モデルのポンツーン部材寸法から求められた等価板厚 t_{eq} は、16.1 mm となり、式 10 - 2 および式 10 - 3 から貫入量 δ のとき、外周壁の吸収エネルギー E は、

$$E = \frac{1}{2} P \delta = \sigma_y t_{eq} \frac{a}{b} \delta^2 = 337.9 \delta^2 \quad (\text{式 10 - 4})$$

となる。

ここで、衝突する船舶の重量 m を 1,290t、衝突速度 v を 10kts = 5.144m/sec とすると、

衝突船舶の運動エネルギー E_{ship} は、

$$E_{ship} = \frac{1}{2}mv^2 = 1.74 \times 10^3 \text{ (kgf-m)} \quad (\text{式 10-5})$$

となる。ここで、衝突する船舶の運動エネルギー E_{ship} がポンツーン外周壁の吸収エネルギー E と等しいとすると、外周壁の貫入量 δ は、式 10-4 および 10-5 の関係から

$$E = E_{ship} = 337.9 \delta^2 = 1.74 \times 10^3 \quad (\text{式 10-6})$$

$$\therefore \delta = 2.27\text{m} \approx 2.3\text{m}$$

が求められる。貫入量 δ により隔壁間の外周壁が平均的に延ばされたとすると、そのひずみ量 ε は、

$$\varepsilon = \left(\sqrt{\frac{\ell^2}{2} + \delta^2} - \frac{\ell}{2} \right) / \frac{\ell}{2} = 0.11 \quad (\text{式 10-7})$$

ただし、 ℓ : 隔壁の支間長

となる。この数値は規定した SS400 材の破断ひずみ 20 % を超えていないが、実際の衝突では、船首のコーナーに当たる部分や構造剛性の不連続部にひずみが集中し、破断する可能性が大きいと言える。

ただし、この簡易評価では、F11 および F12 の隔壁が吸収するエネルギーを考慮していないため、外周壁の貫入量は大きめに見積もられていると考えられる。また、このとき船首の貫入により、水密隔壁に発生する反力は、座屈荷重以下であり、四辺支持板の仮定が成り立つことも確認している。この簡易評価法は、小型の浮体橋ポンツーンでは設計として十分用いることができると考えられる。

以上の簡易検討から FEM 解析により詳細検討を行う照査範囲として、ケース 1 についてはダブルハル内隔壁 5 パネル分（図 10-2 において上段平面図の一点鎖線範囲）を対象とすることとした。また、ケース 2 については 4 パネル分（図 10-2 の実線範囲）を対象とした。

10. 4 有限要素法による照査

10. 4. 1 解析手法およびモデル

船舶衝突時におけるボンツーンの薄肉構造物としての挙動を照査し、設計の妥当性を検討するため有限要素法を用いて解析を行った。このような解析では、立体要素で動的問題が扱え、かつ部材を弾塑性として取扱いをする必要のあることから、バブルハルタンカー等の船舶構造解析に用いられ、実績のある手法を用いた^{7) 8) 9)}。具体的に使用した解析プログラムは、動解析ソフト LS-DYNA3D¹⁰⁾ である。

解析方法としては、最もボンツーンに被害を与えられと考えられる船首がボンツーンの外周壁に垂直に衝突するケースを考え、船体モデルは衝突部の船首のみをモデル化した。また、本解析は、ボンツーンの安全性を検証することが主目的であり、ボンツーンの安全側の評価（損傷を大きめに見積もる）として、衝突時の船首が吸収するエネルギーを無視し、船首を剛体モデルとした。これは、衝突船舶の種類によっては船首が大きく倒壊し、その吸収エネルギーで船体全体を守るものから船首を柔構造としているものがあり、衝突時には船体自体にもなんらかの吸収エネルギーが考えられるが、安全側評価として船体は剛体として取り扱うことにした。

衝突船首モデルは、解析の簡易化のため、衝突後、上下・左右・回転運動はしないものとし、船首は外周壁に対して直角方向以外の自由度をすべて拘束した。このことから、船体重量 1,290t は、すべて船首の重心に与えて解析する。ボンツーンモデルは、全体の剛体運動を無視したことにより、モデル端部を全拘束とした。有限要素解析モデルの概略を図 10-4 に示す。

材料モデルについては、ボンツーン材質が SS400 でり、既研究^{6) 7)} を参考に図 10-5 に示す応力-ひずみ関係を用いることとした。ここで、降伏応力は規格値を用いて $\sigma_y = 2.35 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ とし、破断ひずみは 20 % と規定した。解析プログラムでは各要素が破断ひずみに達した場合、その要素に生じた応力を解放するとともに、それ以降の計算では要素を消滅させることとなっている。

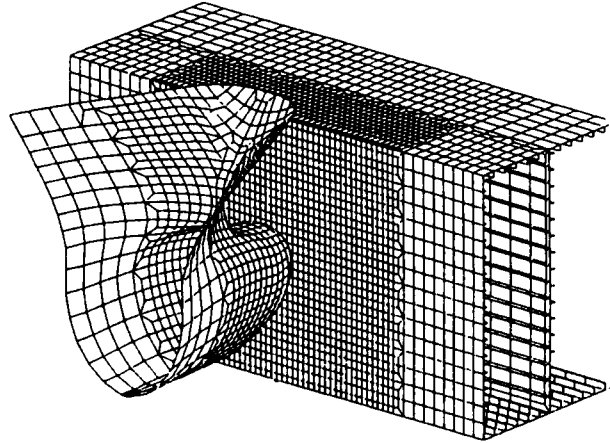


図10-4 有限要素解析モデル

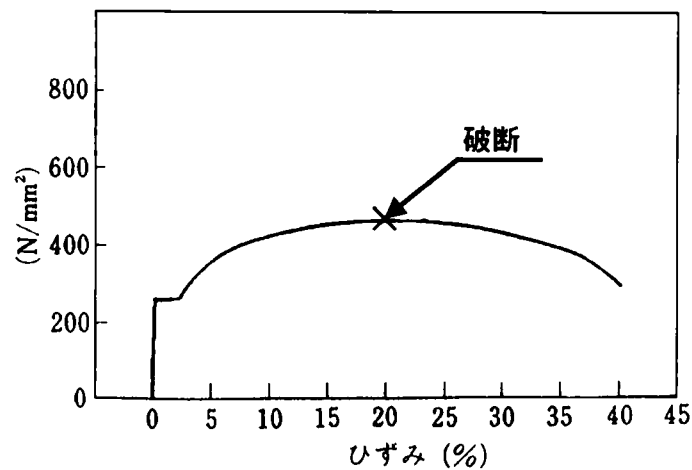


図10-5 SS400材の応力-ひずみモデル

10.4.2 解析結果と考察

解析結果について、ケース1（横隔壁間の中央）とケース2（横隔壁上）に分けて述べる。

（1）ケース1

図10-6に衝突船の運動エネルギー（破線）とポンツーンの内蔵エネルギー（弾性変形、塑性変形で消費されるエネルギー：1点鎖線）の時刻歴を示す。この図から全体のエネルギー（実線）は、保存されており、計算が正常に終了していることが分かる。また、衝突後約0.6秒で衝突船首の運動エネルギーが零となっており、船速が10ktsと比較的速いにもかかわらず、短時間で運動エネルギーがポンツーンの変形に変化することが分かる。

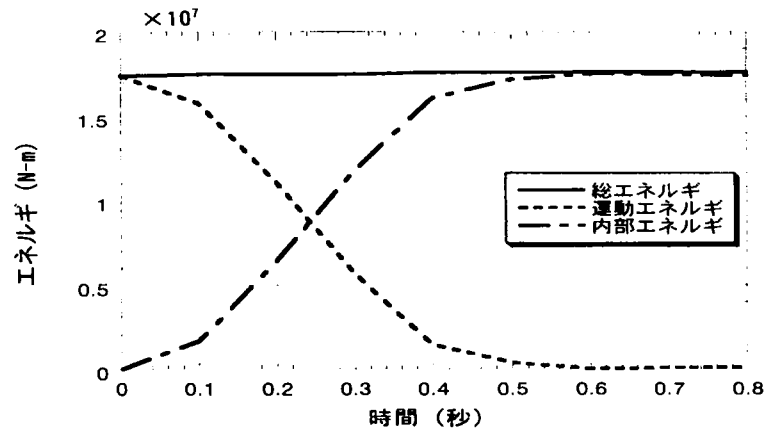
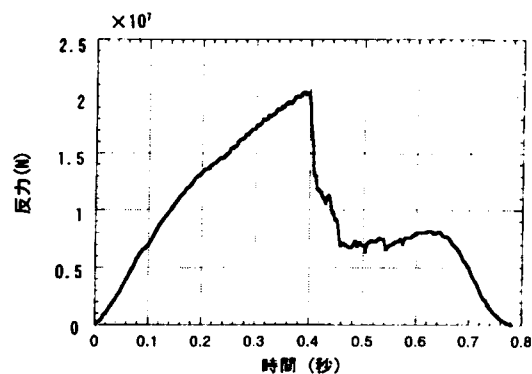


図10-6 衝突船の運動エネルギーとポンツーンの内エネルギー（ケース1）

図 10 - 7 に反力と船首のポンツーンへの貫入量の時刻歴を示す。反力の時刻歴から反力は、衝突後 0.4 秒までほぼ線形に上昇することが分かる。その後、反力が急激に減少するのは、外周壁の破断が一気に進み、応力の配分が行われた結果、反力としては減少したものと判断できる。その後の反力が不規則に変化するのは、要素の一部が順次破断し、局所的な応力再配分が行われたり、船首貫入の進行により、新たな部材が弾性支持することにより、反力が増加したりすることによると考えられる。



(a) 反力

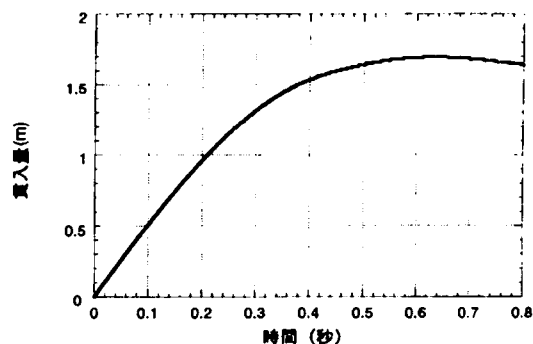


図10-7 反力および貫入量の時刻歴（ケース1）

貫入量の時刻歴から外周壁の最大貫入量は、1.72 mで、図 10 - 6 で示した衝突船舶の運動エネルギーがポンツーンの変形にほぼ変化した約 0.6 秒後付近で発生している。その後、貫入量が若干減少しているのは、ポンツーン部材の弾性変形により船首が押し戻されているためであると考えられる。

図 10 - 8 に衝突した直後からポンツーンの変形が最大となる 0.6 秒後までのポンツーンの挙動を 0.2 秒刻みで示した。上段には外周壁の変形および塑性ひずみと破断状況を、中段には内周壁と横隔壁の変形および塑性ひずみと破断状況を、下段には衝突位置での断面の状況を示している。

外周壁は、衝突船舶の船首近傍で最大のひずみを発生するとともに破断ひずみに達していることから、設計荷重相当の船舶が衝突した場合、外周壁が破損しポンツーンが浸水する可能性がある。しかし、横隔壁は衝突位置の両側のものは大きく変形しているものの、次の横隔壁は弾性変形内に止まっていること、内周壁にもほとんど損傷がないことから、浸水があっても 1 パネル分（図 10 - 1 に示す 1 重隔壁間隔）の外周壁と内周壁に囲まれた領域のみである。この浸水により浮体橋全体の変位は、橋軸回りに 0.2° 、橋軸直角回りに 0.01° 傾斜するだけであり、浮体橋の安全性をよび交通供用に対する支障もほとんどないと考えられる。

外周壁の変形量に着目すると FEM 解析結果は、簡易評価結果（約 2.3 m）より、約 30 % 小さな値となっている。この要因としては、簡易評価が、

- ① ひずみ硬化の影響を考慮していない
- ② 外周壁の上下方向の膜力を無視している
- ③ 横隔壁の反力を考慮していない

ためであると考えられる。FEM 解析のモデル化において安全側の仮定をしていることを考えると、四辺支持板として簡易解析する手法は、安全側の結果を与えることになり、小規模な浮体橋のポンツーン照査では十分であるといえる。

つぎに衝突船の重量トンと運動エネルギーの関係を船速をパラメータとして図 10 - 9 に示した。図中の横線で示している評価は、FEM 解析結果をもとに船首貫入量とポンツーンの吸収エネルギーの関係を求め、最大貫入量発生時には衝突船の運動エネルギーがポンツーンの吸収エネルギーに等しいことから、船舶の大きさ、船速に対して貫入量を表しているとともに外周壁の破断限界を示したものである。これによると 4,000 t クラスの船舶でも衝突速度が 5kts 程度では外周壁は破断しないと考えられる。

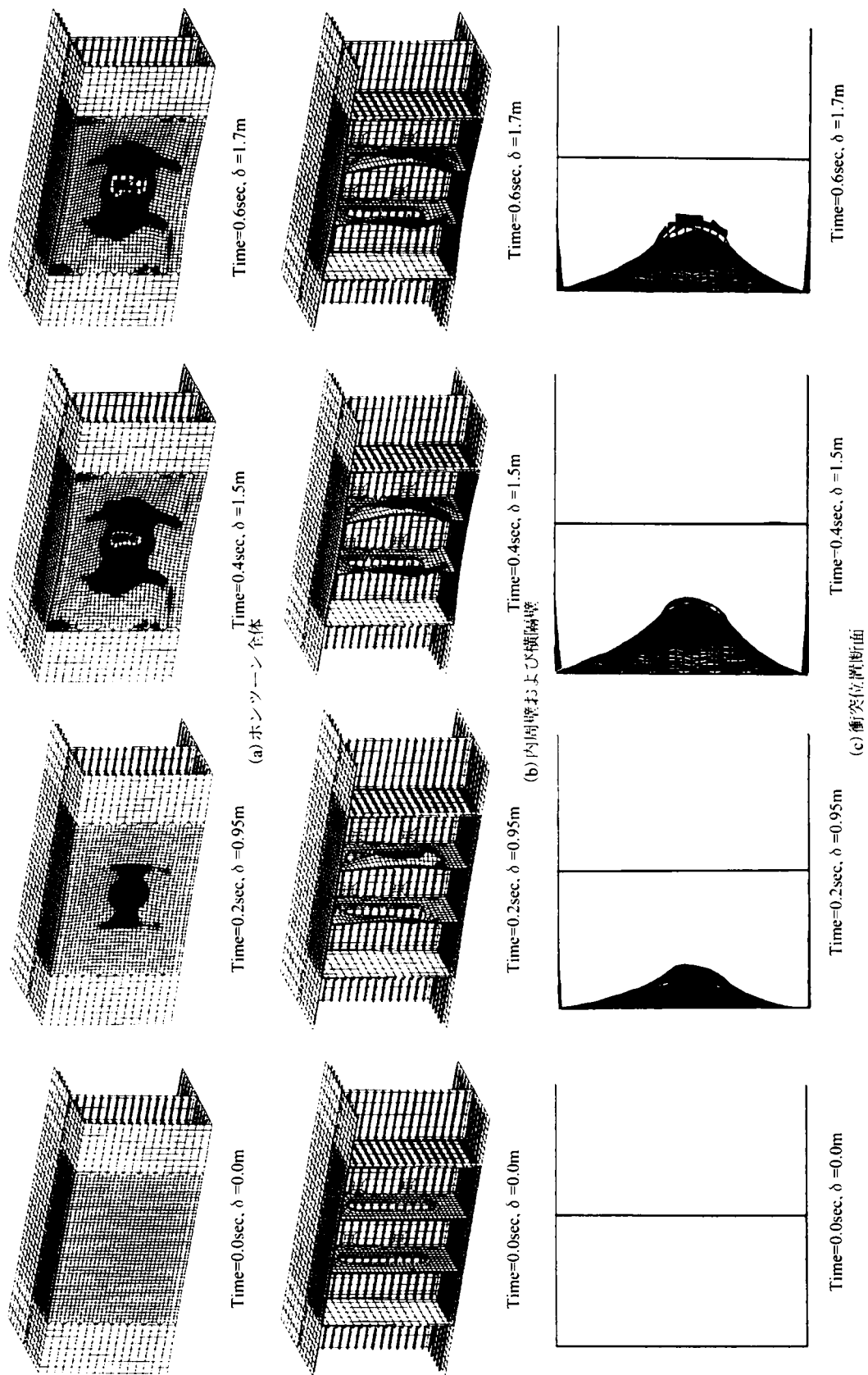


図10-8 ポンツーン全体の変形とひずみ分布 (ケース1)

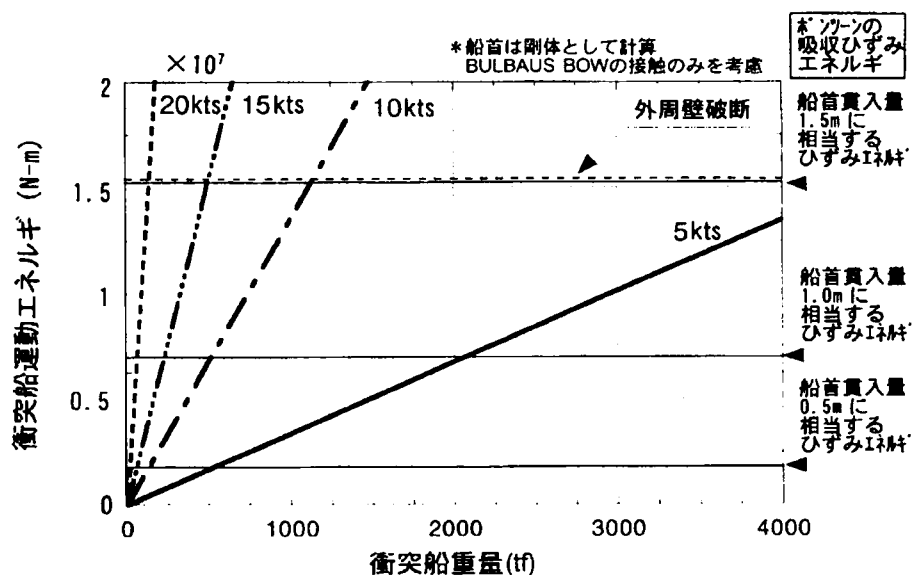


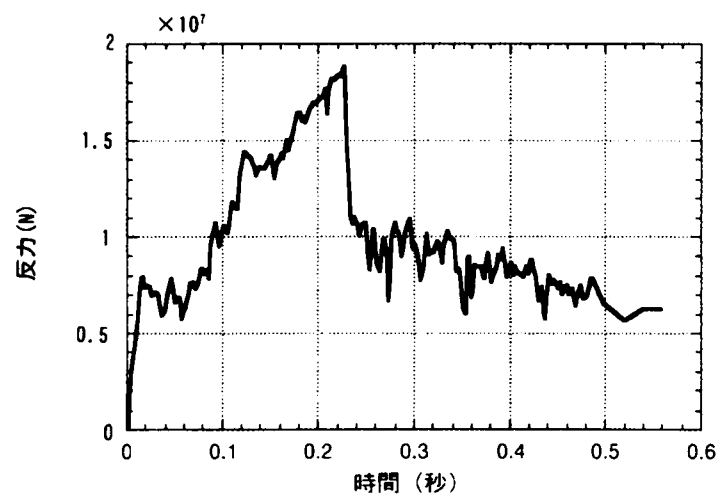
図10-9 衝突船重量と運動エネルギー、ポンツーン損傷（ケース1）

（2）ケース2

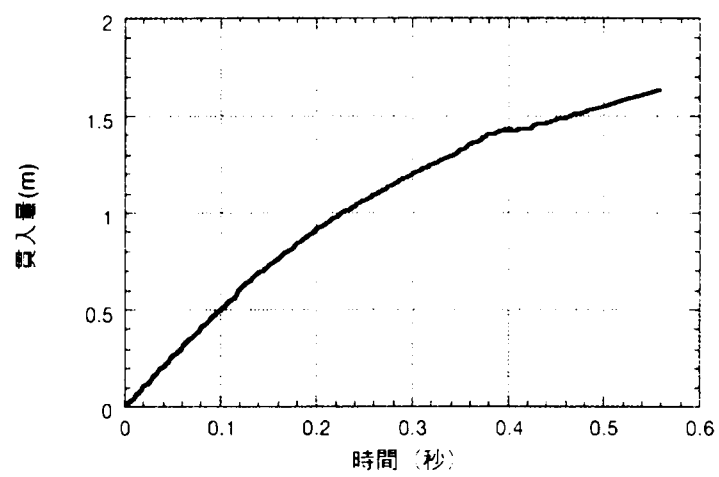
ケース1と同じく図10-10に衝突後の反力と貫入量の時刻歴を示す。また、図10-11にはポンツーンの外壁の最大変形までの挙動をケース1と同様に示した。反力は、約0.2秒までほぼ線形に上昇し、線形部分のピーク反力は $7.84 \times 10^6 \text{ N}$ である。その後横隔壁が座屈していると想定され、解析結果で大きく変形している部分（横隔壁の中央部1/3幅部）の座屈荷重を2辺支持、2辺自由の板として求めると $7.45 \times 10^6 \text{ N}$ であり、線形のピーク値とほぼ一致している。

また、船首貫入が進むにつれ、反力が変動しながら増加している。これは、横隔壁のウェブが座屈した後、外周壁の膜力も作用し、横隔壁と外周壁が共同して徐々に荷重を受け止めていると想定される。反力が変動するのは、要素が破損したときに応力再配分が行われるためである。衝突後約0.22秒前後で反力が急激に減少している。これは、外周壁が破断し始め膜力が消滅したためと考えられる。その後は徐々に横隔壁と外周壁が塑性変形したり破断して応力再配分を繰り返している。

最終貫入量としては1.7mで内周壁には達しておらず、内周壁自体も大きな変形が発生しないことから、ポンツーン的安全性が確認された。しかしながら隔壁上に衝突した場合、隔壁の破断により2パネル分に浸水する可能性がある。ただ、その場合でも浮体橋の変状は、ケース1の2倍の橋軸回り 0.4° 、橋軸直角回り 0.02° の傾斜で交通供用にも支障がないことが確認できた。



(a) 反力



(b) 貫入量

図10-10 反力および貫入量の時刻歴

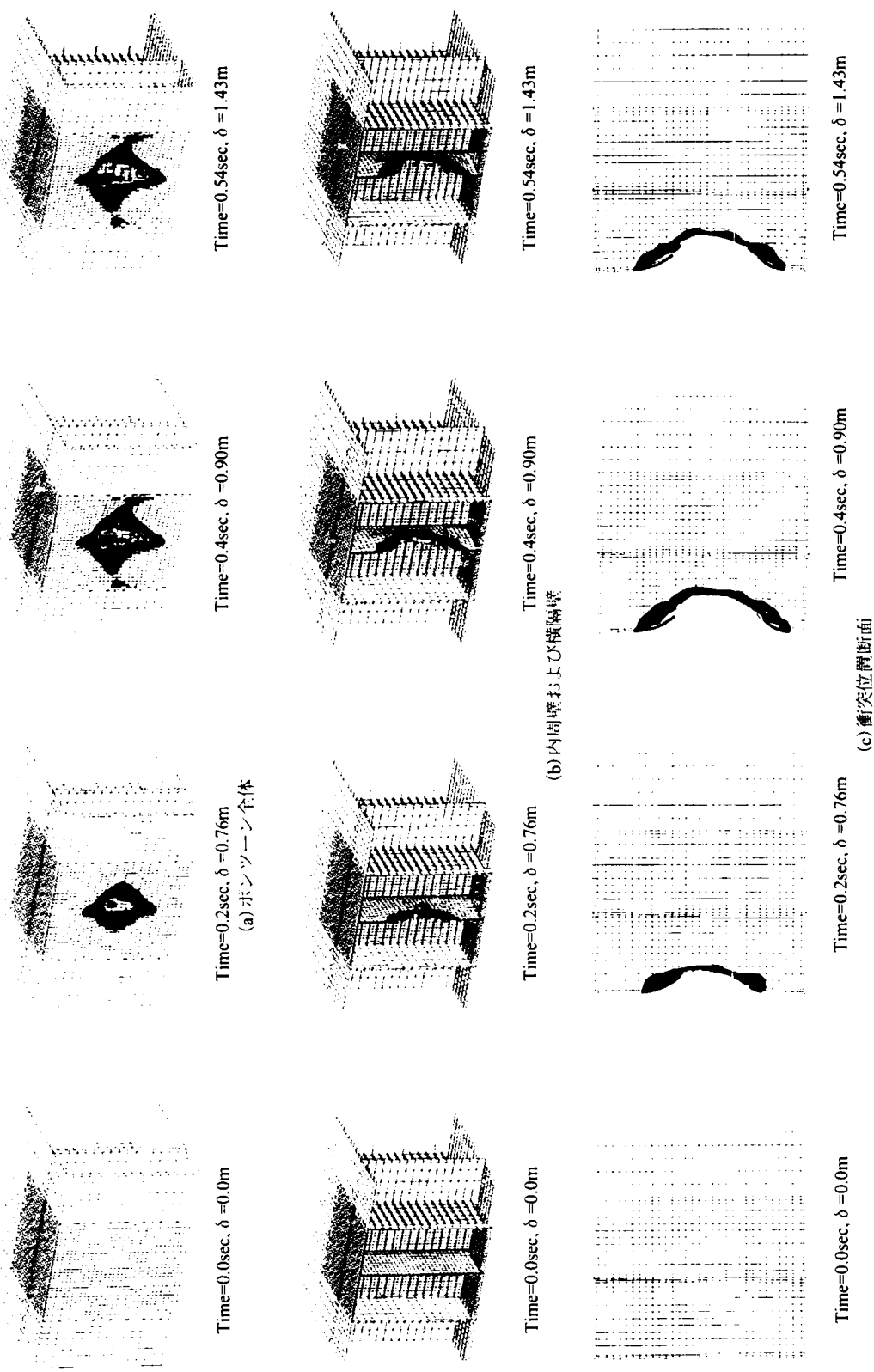


図10-11 ポーション全体の變形とひずみ分布

10. 5 まとめ

本章では、浮体橋のポンツーンへ船舶が衝突した場合、安全性および使用性を検証するため、その設計思想を述べるとともに、簡易評価と有限要素解析による検討内容と結果について述べた。その内容を以下に要約する。

- (1) ポンツーンの外周壁を4辺支持板として簡易評価した結果と FEM 解析の結果を貫入量で比較すると、簡易評価は約3割ほど大きく見積もることになる。しかしながら浮体橋のポンツーンの船舶衝突に対して設計する場合、安全側の評価として簡易照査法が有効であると言える。
- (2) ダブルハル構造のポンツーンでは、外周壁の膜力と隔壁の共同作用により、安全性が確保できる。簡易手法によって貫入量を推定し、外周壁と内周壁の間隔を決めることにより、内周壁には損傷がなく、安全性が保たれるとともに浸水する区画の水密性により、使用性も確保されることからダブルハル構造は、薄肉部材のポンツーン構造として有効な構造である。

【参考文献】

- 1) 本州四国連絡橋公団：多室型緩衝工の設計要領，1980.3.
- 2) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法，1993.
- 3) 丸山忠明，川村幸男，水上義彦，土屋昌義，吉川孝男，佐野淳：浮体橋ポンツーンへの型船舶衝突時の強度評価，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.33-40，2000.3.
- 4) 佐野淳，吉川孝男，土屋昌義，丸山忠明：浮体橋ポンツーンへの小型船舶衝突時の強度評価，関西造船協会春季講演会論文集，pp.179-180，2000.5.
- 5) 丸山忠明，川村幸男，津田智康，武田純男，中地映司，岡俊蔵，土屋昌義：夢洲～舞州（仮称）の計画と設計（下），橋梁と基礎，Vol.32，No.3，pp.15-24，1998.3.
- 6) Ito,H., Kondo,K., Yoshimura,N., Kawashima,M., Yamamoto,S. : A Simplified method to analysis the strength of double hulled structures in collision(3 rd report)，日本造船学会論文集，pp.266-274，1986.12.
- 7) Sano,A., Muragishi,O., Yoshikawa,T., Shimizu,H., Unno,M., Taniguchi,T. : A study on the strength of double hull VLCC in collision，MARIENV'95 Proceeding，pp.58-65，1995.9.
- 8) Kuroiwa,T.and Kawamoto,Y. : Numerical simulation of collision and grounding of ships，MARIENV'95 Proceeding，pp.66-70，1995.9.
- 9) 上田幸雄，村川，谷川：予ひずみ材の延性き裂伝播評価法，日本造船学会論文集，pp.399-406，1995.6.
- 10) Livermore Software Technology Corporation：LS-DYNA3D use's manual，1995.

第 11 章 浮体橋の特徴的な設計項目

前章までは浮体橋設計に関する技術課題を既往の基準や数値解析および実験等によって解明手法やその特性を明らかにした。しかしながら実務として浮体橋を設計する場合、技術検討された結果を具体的にどのように設計基準に反映するかが問題となる。現在、わが国の橋梁設計においては、基本事項は「道路橋示方書」によって規定されており、部材設計の大部分がこれにより設計されることから、前章までに得られた成果を示方書と整合をはかりながら設計に取り入れる必要がある。

夢洲・舞洲連絡橋の設計においてはこの橋にのみ適用する設計指針(案)を作成したが、この中で浮体橋として特徴的な項目について本章で述べる。

まず、荷重の組み合わせと許容応力度の割増は、すべての部材設計に共通する項目であり、その考え方について述べる。つぎに浮体橋が剛体運動をすることから変位設計に対する考え方を示すとともに変位の大きさをモデルである夢洲・舞洲連絡橋を設計例として紹介する。また、鋼製ポンツーンを採用した場合、重要課題となる防錆に対する設計の考え方とその設計例についても述べる。

11. 1 荷重の組み合わせと許容応力度の割増

浮体橋の設計において考慮すべき荷重は、表 11 - 1 に示したものである。一般の道路橋については、表 11 - 2 のように組み合わせる設計荷重とその許容応力度の割増係数が道路橋示方書に規定されており、浮体橋においてもそれぞれの構造部材は、示方書の規定により許容応力度法によって設計される。ただし、浮体橋の設計荷重として風や波浪や高潮などの自然環境条件についてその架設位置での観測データを取り入れた場合、全国一律に定めた設計条件に基づく許容応力度の割増が妥当かが問題となる。

橋梁の設計因子である荷重、耐力および解析法は、本来、それぞれの因子にバラツキや誤差を含むものであり、それぞれの因子を確率論により取扱い、設計の評価として破壊確率や安全性指標として安全性を示すことが合理的である。しかしながら、我が国の現行示方書規定は、新しい知見を導入しながら改訂されてきてはいるが、その骨格部分は、材料の規格値（降伏点や見なしの弾性限界）をある安全率で除した許容応力度法であり、確率論による数値的な安全性を示したものではない。浮体橋の設計においては架設現地の自然環境条件を取り入れる必要があり、その観測記録を確率的に処理し、確定値として与えることになる。風については示方書の解説で示されている再現期間と非超過確率の考え方により、同等の扱いが可能であると考えられる。

波浪を橋梁の設計に取り入れる場合、波浪にたいする規定が長年の海岸工学の取扱い方法として有義値により示される。有義値を確率的に考えると実際の荷重の分布形状とその

規定値との関係が一般に橋梁設計で用いられる荷重規定と異なるものである。それゆえ示方書規定にある主荷重に相当する特殊荷重として許容応力度の割増を使用することに疑問がある。また、解析手法についても風・波浪による動揺シミュレーションの結果を使用することから、解析法に対する考慮も必要である。

夢洲・舞洲連絡橋では、

- ①気象記録の統計処理と解析により設計基本風速を定めていること
 - ②時間差がある風と波浪のピーク値を同時荷重として組み合わせること
 - ③風および波浪については有義値を設定し、それぞれのスペクトルを用いて動揺シミュレーションにより設計値を算出していること
 - ④係留部材に対しては、荷重やゴムフェンダーの材料特性および解析条件のばらつきを考慮して、動揺シミュレーションによる応答値の1.5倍を設計力としていること
- を考慮して、表11-3～5に示す荷重組み合わせと許容応力度の割増を設定した¹⁾。これについては、道路橋示方書で示されている安全率を土木学会での委員会報告²⁾を参考に分析し、風と波浪が作用する場合の割増係数を設定したものである。これらの表中で*を付したものが、示方書に記述のないものである。

表11-1 浮体橋の考慮すべき設計荷重

荷 重	記 号
死荷重	D
活荷重	L
衝 撃	I
浮力または揚圧力	U
風荷重	W
温度変化の影響	T
地震の影響	EQ
波浪の影響	WP
潮流力	PD
地盤変動の影響	GD
支点移動の影響	SD
橋体の駆動荷重	DR
施工時の荷重	ER
船舶衝突荷重	CO

表11-2 道示の荷重組合せと許容応力度の割増し

荷 重 の 組 合 せ	割増し係数
(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	1.15
(2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	1.25
(3) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
(4) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	1.25
(5) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	
鋼部材に対して	1.70
鉄筋コンクリート部材に対して	1.50
(6) 風荷重のみ	1.20
(7) 制動荷重のみ	1.20
(8) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	1.50
(9) 施工時荷重	1.25

表11-3 浮体橋の荷重組合せと許容応力度の割増し

荷 重 状 態	荷重の組合せ	割増し係数
常時	D+U+L+I	1.00
温度時	D+U+L+I+T	1.15
* 暴風時	D+U+W+WP	1.20
地震時（レベルⅠ）	D+U+EQ	1.50
* 地震時（レベルⅡ）	D+U+W+WP+EQ	1.70
* 旋回作業時	D+U+W+WP+DR	1.25
* 開閉時	D+U+W+WP	1.25
* 架設曳航時	D+U+W+WP+ER	1.25

*は道示に明示されていない組合せ

表11-4 係留部の荷重組合せと許容応力度の割増し

荷 重 状 態	荷重の組合せ	割増し係数
常時	D+U	1.00
温度時	D+U+T	1.15
* 暴風時	D+U+W+WP	1.50
地震時（レベルⅠ）	D+U+EQ	1.50
地震時（レベルⅡ）	D+U+EQ	1.70
* 旋回作業時	D+U+W+WP+DR	1.25
* 開橋時	D+U+W+WP	1.25
架設時	ER	1.25

*は道示に明示されていない組合せ

表11-5 緩衝桁部の荷重組合せと許容応力度の割増し

荷 重 状 態	荷重の組合せ	割増係数
常時	D+U+I	1.00
温度時	D+L+I+T	1.15
* 暴風時	D+W+WP	1.20
地震時	D+EQ	1.50
ジャッキアップ時	D+W+DR	1.25
架設時	D+W+ER	1.25

*は道示に明示されていない組合せ

11. 2 変位設計

浮体橋では、活荷重に対する浮力を得るための沈下、風および波浪による動揺、高潮を含めた潮位変動および地震時における係留反力による移動など、剛体変位が発生する。そのため、取付橋梁、橋台や係留ドルフィン等の陸または海底に基礎をもつ構造物との間に相対変位が生じ、構造物の保全および走行車輛の使用性から変位に対する考慮は、陸上一般橋梁に比べて非常に重要な事項である。

この相対変位は、主として支承と伸縮装置に対して見込む必要があり、具体的には一般橋梁における温度変化と地震時変位その他、

- ①浮体橋の動揺および地震時のサージによる橋軸方向変位
- ②潮位変動と動揺による緩衝桁の縦断勾配の変化に伴う橋軸方向変位
- ③活荷重による橋体沈下と橋体のたわみによる橋軸方向変位
- ④浮体橋の動揺および地震時のスウェイによる橋軸直角方向変位
- ⑤動揺による橋軸回転（ローリング）変位

を移動量として部材設計に算定する必要がある。

この変位量は、浮体橋の規模や横方向支持方法によって大きく異なるが、第4章で述べたように浮体橋の構造的長所を十分発揮させるためには、この相対変位を許す必要があり、変位に対する対応が難しいために変位を制御することは得策ではない。

夢洲・舞洲連絡橋では、浮体橋に緩衝桁をピン接合していることから剛体としての変位の影響は、緩衝桁と陸上取付橋梁との相対変位が最大となる。この位置での変位量を表11-6に動揺によるもの、表11-7に地震応答解析によるものを整理した。

表11-6 動揺による浮体橋の設計変位

(単位：m)

	風向 (deg)	最大変位		
		X方向	Y方向	Z方向
動揺1 暴風時	0.0	[0.441] 1.513	[-0.070] 1.463	1.353
	60.0	[0.685] 1.513	[0.167] 1.463	0.984
動揺2 供用時	0.0	0.267	0.193	0.266
	60.0	0.390	0.436	0.192
	風向 (deg)	最小変位		
		X方向	Y方向	Z方向
動揺1 暴風時	0.0	[-0.328] -1.513	[-0.726] -1.463	-0.840
	60.0	[0.127] -1.513	[-0.626] -1.463	-0.688
動揺2 供用時	0.0	0.044	-0.523	-0.165
	60.0	0.066	-0.598	-0.141

[] は、動揺シミュレーション結果、下段はフェンダー設計限界ひずみ+遊間量

表11-7 地震時の緩衝桁部の移動量

(単位：m)

	緩 衝 桁			
	橋軸方向 (取付橋側)		橋直方向 (浮体橋側)	
	夢洲側	舞洲側	夢洲側	舞洲側
レベルⅠ 震度法	±0.481	±0.473	±0.344	±0.344
レベルⅡ タイプⅠ	±0.480	±0.469	±0.376	±0.400
レベルⅡ タイプⅡ	±0.369	±0.357	±0.712	±0.705

地震時における取付橋の移動量は、地震時レベルⅡにおいて $\delta E_2 = \pm 0.300 \text{ m}$ となっている。

これに対して温度変化による浮体橋の伸縮量は、温度変化を 30°C として

$$\pm 1.2 \times 10^{-5} \times 30 \times 596 = \pm 0.215 \text{ m}$$

であり、橋軸方向の水平変位量を比で比較すると、温度変化：地震時：動揺 $\approx 1 : 3.2 : 7$ となっており、動揺による変位が非常に大きく、この値によって支承および伸縮装置を設計することになる。また、夢洲・舞洲連絡橋では埋立地の圧密沈下による地盤変動が橋の供用後 50 年で表 11-8 に示すような大きさが想定されており³⁾、これもそれぞれの方向への変位量として加算することから設計変位量として $+2.3 \text{ m} \sim -1.8 \text{ m}$ を見込む必要があり、一般陸上橋梁と比較して大きい数値となっている。この大きな水平変位量は、浮体橋設計の特徴である。このため、浮体橋と連絡する橋脚の沓座を大きくとる必要がある。夢洲・舞洲連絡橋では陸上第 1 橋脚を橋軸方向に V 字とすることで沓座を確保している。

また、上下方向の変位量に関しては表 11-6 の風と波浪動揺による変位と表 11-8 に示した地盤変動による z (鉛直) 方向の変位その他、設計平均潮位 (DL + 0.95 m) に対して潮位変動による変位 (暴風時 DL + 0.05 ~ 4.80 m, 津波 DL0.95 ± 2.62 m) を考慮する必要がある。供用時においては、供用時の動揺に潮位変動として HWL ~ LWL (+ 1.70 ~ + 0.05 m) と活荷重による上下変位量は橋端部での上下変位 + 0.086 ~ - 0.683 m を考慮する。ただし、夢洲・舞洲連絡橋では活荷重による回転角は、0.008 ラジアンであり、この回転による橋軸方向変位は 0.034 m 程度であり、無視しても問題はない。

表11-8 供用後50年後の地盤変動量

	橋軸 方向 dx	橋直 方向 dy	鉛直 方向 dz	備 考
MP2	-0.270	0.000	-0.210	
MP1	-0.310	0.000	-0.150	
MK1	-0.170	0.000	-0.090	陸上第1橋脚
MD1	-0.180	0.000	-0.050	反力壁（舞洲）
YD1	+0.320	±0.320	-0.220	反力壁（夢洲）
YK1	+0.750	±0.750	-0.420	陸上第1橋脚
YP3	+0.590	±0.590	-0.680	
YP2	+0.250	±0.250	-0.860	

M：舞洲側，Y：夢洲側を示す。P：取付橋梁の橋脚番号

これらの相対変位に対応する支承として図 11 - 1 に示すプレビティローラの水平可動支承を採用している。これは、ローラーが長い支圧板の上を走るものであるが、その移動量が大きいためにシャフトとローラーを独立させることにより摺動性を高めている¹⁾。また、浮体橋と陸上取り付け橋梁とジョイント部は、第7章で示したように走行車両の快適性に関わる重要構造要素であり、夢洲・舞洲連絡橋では図 11 - 1 に示すような大移動が可能なローリングリーフとパッセージボードの伸縮装置を採用するとともに渡り桁を設けることにより角折れを2箇所に分散して使用性の向上を図っている。

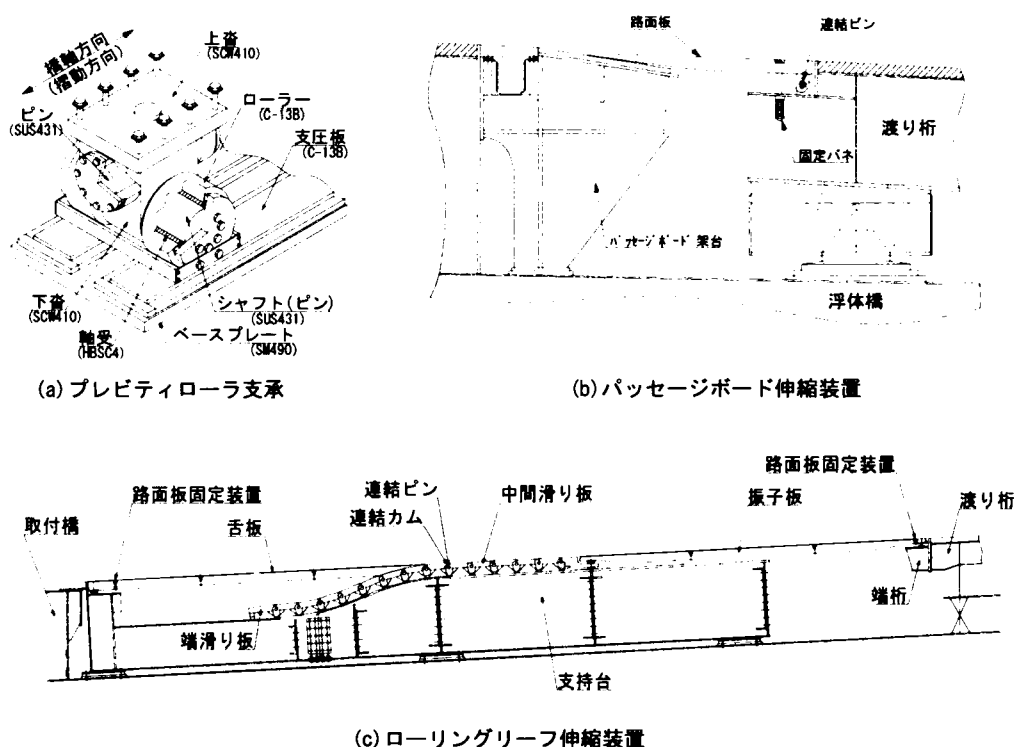


図11-1 浮体橋の取付部構造例（夢洲・舞洲連絡橋）

11. 3 防食設計

浮体橋においてポンツーン部の水密性確保は、橋梁全体構造の耐久性を左右する重大な設計因子である。とくに鋼製ポンツーンを採用した場合、その防錆設計は通常の橋梁部材と異なる仕様が必要となる。鋼製の橋梁部材が常時海中にある例としては、関西国際空港連絡橋⁵⁾や東京湾横断道路⁶⁾があるが、これらでは飛沫帯に犠牲鋼板やチタングラッド鋼を採用して防錆を図っている。

ここでは、鋼製ポンツーンの防錆についてモデル橋梁の設計手法とその一例を示すものである。夢洲・舞洲連絡橋では一般橋梁の塗装基準を基本として仕様を定めることとしたが、とくに厳しい腐食条件下にあるポンツーンと反力壁受け梁については、従来の海洋構造物の実績を参考にして選定した。

モデル浮体橋の防錆仕様を表 11 - 9 に示す。橋梁上部工については、一般橋梁において使用されているフッ素樹脂系としている。ここでポンツーンの防錆については図 11 - 2 に示す5つに区分し、以下に示すようにそれぞれ異なった仕様としている。

- ①海中部：無機ジンクリッチペイント+タールエポキシ樹脂の塗装と電気防食（アルミアノード）との併用
- ②飛沫・干潮帯部：チタングラッド鋼による金属ライニング工法
- ③側壁上部：ウレタネラストマー超厚膜重防食
- ④頂板部
- ⑤ポンツーン内面

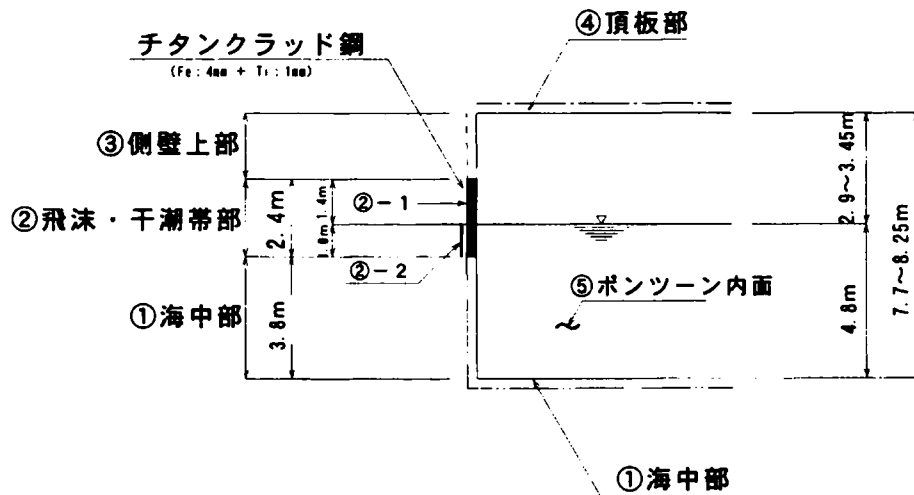


図11-2 ポンツーン防錆仕様区分

表11-9 浮体橋の防錆仕様例

適用箇所	プライマー	第1層	第2層	第3層	第4層	第5層	第6層	備 考
ポンツーン海中部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	無機ゾウリツ プライマー 75μ	タリタ 矽 樹脂塗料 (ミスト)	タリタ 矽 樹脂塗料 150μ	タリタ 矽 樹脂塗料 150μ			電気防食 対象範囲
ポンツーン 飛沫・干満帯 (水面より上)	チタラット 鋼 (Fe4mm+Ti1mm)	無塗装						
係留構造 サス面	サス (SUS316L)	無塗装						
ポンツーン 飛沫・干満帯 (水面より下)	チタラット 鋼 (Fe4mm+Ti1mm)	IA 矽樹脂 塗料下塗 50μ	タリタ 矽 樹脂塗料 150μ	タリタ 矽 樹脂塗料 150μ				電気防食 対象範囲
ポンツーン側壁上部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	IA 矽樹脂 塗料下塗 30μ	ウルタニラストマ 2.5mm	ふっ素樹脂 塗料中塗 30μ	ふっ素樹脂 塗料上塗 25μ			
係留構造 重防食一般部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	有機ゾウリツ プライマー 15μ	超厚膜形 IA 矽樹脂塗料 1.5mm	超厚膜形 IA 矽樹脂塗料 1.5mm	ふっ素樹脂 塗料中塗 30μ	ふっ素樹脂 塗料上塗 25μ		
ポンツーン頂板部 上部工 外面一般部 係留構造 外面一般部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	無機ゾウリツ プライマー 75μ	IA 矽樹脂 塗料下塗 (ミスト)	IA 矽樹脂 塗料上塗 60μ	IA 矽樹脂 塗料下塗 60μ	ふっ素樹脂 塗料中塗 30μ	ふっ素樹脂 塗料上塗 25μ	
ポンツーン内面 上部工 内面非熱影響部 係留構造 内面一般部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	タリタ 矽 樹脂塗料 120μ	タリタ 矽 樹脂塗料 120μ					
上部工 内面熱影響一般部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	変性IA 矽樹脂 塗料内面用 120μ	変性IA 矽樹脂 塗料内面用 120μ					
係留構造 塗替困難部	無機ゾウリツ プライマー 20μ	厚膜型無機 ゾウリツプライマー 45μ	厚膜型IA 矽 樹脂塗料下塗 ミスト	IA 矽樹脂 カスルケ塗料 350μ	IA 矽樹脂 カスルケ塗料 350μ	IA 矽樹脂 塗料中塗 30μ	ふっ素樹脂 塗料上塗 25μ	
係留構造 ピン接触面部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	無機ゾウリツ プライマー 150μ						
係留構造 シール密閉部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	無機ゾウリツ プライマー 75μ						
係留構造 ワイヤー導入部	無機ゾウリツ プライマー 15μ	無機ゾウリツ プライマー 30μ						
外面付属物	(亜鉛メッキ)	亜鉛メッキ用 IA 矽樹脂塗料 50μ	ふっ素樹脂 塗料中塗 30μ	ふっ素樹脂 塗料上塗 25μ				
内面付属物	(亜鉛メッキ)	無塗装						

この区分で海中部については海洋構造物で実績の多い、塗装と電気防食を併用するが、設計耐用年数を30年に設定し、それ以降は陽極の消耗度合いに応じて取り替えを条件としている。電気防食の防食率は90%とし、腐食代として10%を耐用年数分(50年： $+1\text{mm}=0.2\text{mm}/y \times 0.1 \times 50\text{y}$)をポンツーン板厚に見込んでいる。ここで電気防食の所要電流は、防食対象面積×防食電流密度で算定されることから、表11-10に示すように143Aとなる。30年耐用型のアルミ陽極の発生電流が3.0Aであることから1つのポンツーンあたり、48個のアルミ合金陽極が必要となる。

飛沫・干満帯は、波圧が作用し最も腐食環境が厳しい上に維持補修も困難であることから長期の防錆効果があり、耐衝撃性に優れているとともに維持補修を必要としないチタン

グラッド鋼により防食を行っている。チタングラッド鋼は高価であることから、飛沫・干満帯としては、図 11-2 に示すように、上端を水面から有義波高位置（1.4 m）下端を水面下 1.0 m として幅 2.4 m に限定している。

飛沫・干満帯の上にあたる側壁上部についても暴風時には海水を被る可能性があることから長期耐久性があり、かつ変形に追随し易いウレタンエラストマーを厚塗りを行っている。また、浮体橋の剛体変位との接面となる反力壁内面は、補修ができないためステンレスグラッド鋼により防錆を行っている。

表11-10 電気防食面積と所要電流

	防食面積 (㎡)	所要電流 (A)
側壁部	790.3	25.68
底面部	3195.7	103.86
チタングラッド 鋼部	208.0	13.52

11. 4 まとめ

本章では、浮体橋設計における特徴的な3つの事項について夢洲・舞洲連絡橋を参考にその考え方と設計例をしめした。その内容を以下に要約する。

- (1) 道路橋示方書に規定のない風・波浪の組み合わせに対する許容応力度の割増係数を提案した。
- (2) 浮体橋の特徴である剛体変位の影響が大きい支承および伸縮装置の設計に関する考え方を提案するとともにその事例を示した。
- (3) 鋼製ポンツーンの防錆方法について考え方と事例を示した。

【参考文献】

- 1) 丸山忠明, 川村幸男, 津田智康, 岸本俊雄, 田中洋, 安田義則: 夢洲～舞州連絡橋(仮称)の計画と設計(上), 橋梁と基礎 Vol.32, No.2, pp.15-24, 1998.2.
- 2) 土木学会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会: 鋼構造とコンクリート構造の限界設計法に関する共通の原則, 土木学会論文集, No.450, I -20, pp.13-20, 1992. 7
- 3) Sekiguchi,H.,Tsukamoto,T.,Maruyama,T.,Hayashi,K. : Prediction of Post-Construction Deformation for Bridge Foundations,Proc. of Seminar on Applications of Constitutive

Equations in Geotechnical Engineering,JSSMFE,1994.9.

- 4) 丸山忠明，福島欣哉，下田郁夫：浮体構造物の支承システムにおける機能確認試験，第 55 回土木学会年次学術講演会概要集 I A-217，2000. 9.
- 5) 本山蒔，角町洋，辻秀紀，川口廣，丸山忠明：関西国際空港連絡橋の計画と下部工の設計（下），橋梁と基礎，pp.36-45，1988.3.
- 6) 香川裕次，中村俊一，長谷泰治，山本彰夫：鋼製橋脚飛沫干満部防食用チタングラッド鋼の基本特性と溶接加工法について，土木学会論文集 No.435，IV-15,pp.66-77,1991.9.
- 7) 香川裕次，中村俊一，本間宏二，等俊一，田所裕：鋼製橋脚飛沫干満部防食用チタングラッド鋼の防食性能について，土木学会論文集 No.435，IV-15,pp.79-87,1991.9.

研究成果のまとめ

本研究では、分離型ポンツーンを有する浮体橋の設計に関する技術課題に対して夢洲・舞洲連絡橋をモデルに浮体橋の特性把握とその設計法の提案を行った。

第1章では浮体橋の歴史を調査し、その起源が非常に古いことを指摘し、その変遷を述べた。また、浮体橋の実施例についての調査結果とフィージビリティについて述べた後、本研究の目的と概説を行っている。

第2章～第11章が本研究の主題であり、それぞれの章での研究成果を以下に整理した。

第2章 浮体橋の設計条件

- (1) 設計風速を規定するにあたり、気象台記録と現地記録の相関をとり、確率風速の算定方法を示した。
- (2) 浮体橋では、周囲の交通条件により供用限界を決定し、使用性の検証に対する設計風速を設定することも必要である。
- (3) 設計波浪の推算手法を示した。
- (4) 風および波浪推算の結果を検証するために台風シミュレーションを行った。その結果から風速と波浪のピークが発現する時刻には1～2時間ずれる傾向にあり、風と波浪の推算値を荷重として組み合わせることは、安全側の評価となる。
- (5) 浮体橋設計における様々な海象条件の算定方法を示した。

第3章 風洞実験

- (1) 浮体橋は、風荷重が大きな設計因子となることから、空気力の算定が重要となる。とくにアーチ形式などの多くの部材により構成されている場合、各部材の空気力を算定したものより、風洞試験結果が小さい結果を示すため、風洞試験により正確な空気力係数を把握することが建設費の削減から有効である。
- (2) 浮体橋では積極的に空気力低減対策を行うことにより、より経済的な設計が可能となる場合がある。
- (3) 浮体橋の例とした夢洲・舞洲連絡橋では、抗力係数に関して、風洞試験結果で正確な空気力係数を算定することにより既往の基準から算定した値に対して約22%小さい値として設計できることが判明した。また、補剛桁、上下アーチに抗力低減対策を行うことにより、さらに約20%の風荷重（抗力方向）の低減が可能となった。
- (4) 風荷重の低減対策としては、補剛桁については桁下の閉塞、アーチ部材については、流れに対する見付け角を30°とした対策の効果が大きい。

第4章 安定性と横方向支持方法

- (1) 静的安定性については、運輸省基準を準用すれば、十分な結果が得られる。
- (2) ポンツーンの大きさについては、運輸省基準の動的安定性の照査によって定め、それを基本寸法として動揺の照査を行えばよい。
- (3) 浮体橋では、ポンツーンが損傷した場合でも傾斜をある範囲で留める必要があり、その判定条件の一例を示した。
- (4) 浮体橋は、その横支持方法によって挙動が大きく変化するため、その架橋条件に適合する方法を選定することが重要である。

第5章 係留用ゴムフェンダーの力学特性

- (1) ゴムはその物性から様々な要因でその力学特性がばらつく。
- (2) 疲労試験から、本研究で用いられたゴムフェンダーは、設計条件である 50 年の再現期間から算出される圧縮ひずみ頻度に対して十分な耐久性を有する。
- (3) ゴムフェンダーは、繰り返し圧縮载荷により反力が若干低下するが、数日の期間により反力特性が回復する。
- (4) 静的クリープに対しては、設計への適用として定常荷重分を 10 %圧縮程度に定めることにより、大きなひずみ増加を避けられる。
- (5) 動的クリープに対しては、初期ひずみが 10 %以下であれば変動荷重载荷後もひずみの増加は 2 %以下である。また、25 %圧縮時の最大反力近くまで荷重振幅を加えなければ安全に使用できることが確認された。
- (6) 各試験を通じ、フェンダーサイズによる結果の差異はなく、寸法による相似則が成り立っている。
- (7) 傾斜圧縮については、圧縮特性そのものには変化がないが、傾斜や同時载荷となるせん断力が大きいと反力が低下する傾向がある。

第6章 動揺シミュレーションと大型水槽実験

- (1) 浮体橋の動揺応答を解析する 2 つのプログラムを開発した。
- (2) 現地の地形モデルによる回折実験により、架設地点の条件により、波高の変化が大きいことが判明し、これを精度良く把握した。
- (3) 浮体橋の動揺、フェンダー変位に関して、動揺シミュレーションによる計算値と実験値を比較した結果、開発した解析により風および波による応答を計算で 20 %以内の誤差で計算でき、かつ安全側に評価できることが検証された。
- (4) 3 種類の浮体橋動揺実験から、浮体橋の風および波による応答特性が明らかになった。また、予測できないような特異な応答は確認されなかった。
- (5) 曳航における抵抗係数は、 $C_D = 1.58$ と推測される。

- (6) シミュレーションに用いる減衰定数のうち、ロールに対する水の粘性減衰がモデル橋梁では造波減衰の約 1/2 が妥当であることが分かった。
- (7) モデル橋梁の旋回作業中の安全性が確認できた。
- (8) 旋回機構の回転ピンおよび軸受け台車荷重について、設計で規定したシミュレーションで得られた反力の 1.5 倍の値で十分安全性が確保されることが検証された。
- (9) 係留部は、材料の力学特性の変化、3 軸同時の変形、フェンダーの遊間等、非線形性が大きいですが、ハイブリッドシミュレーションにより、モデル化の妥当性が検証された。

第 7 章 車輛走行性

- (1) 浮体橋を走行する車輛の鉛直振動は、朔望平均干潮位の状態のときに最も大きくなる。これは、伸縮装置の角折れ影響を最も受けやすい状態にあるためである。
- (2) 浮体橋の固有周期は、車両の固有周期に比べて非常に長く、浮体橋の動揺が車両走行の安全性に対する影響は小さい。
- (3) 走行車輛の乗り心地に支配的である鉛直加速度には、一般の固定橋と同様に路面凹凸状態の影響が大きく、凹凸の設定が重要な意味を持つ。
- (4) 走行車輛の乗り心地感覚反応値は、車輛の鉛直両振幅加速度の最大値、R.M.S.および 0.1g 以上のピーク値の平均値と正の相関がある。その中でも車輛前輪位置での加速度の 0.1g 以上の平均値との相関が最も大きい。
- (5) モデル浮体橋の竣工当時の車輛乗り心地は、「最も悪い場合でも特異な振動を感じるが、不快まではいかない」程度と推察される。さらに、路面損傷が進み、路面凹凸が大きくなると、かなり車両走行状況が悪くなり、「かなりの振動を感じ、少し不快である」に近かざくと推察される。これは伸縮装置通過時とその後の限られた区間であり、時間的にも干潮位や風波による浮体橋の動揺最大時のみであることから、通常の走行では大きな問題とならないと考えられる。

第 8 章 地震応答解析と応答実験

- (1) 浮体橋は、一般に免震構造と考えられるが、その横支持方法によっては、地震応答が大きくなる場合もある。
- (2) 浮体橋は、かなりの長周期構造物となることから、その耐震性を検証するためにその固有周期を考慮した入力地震波の選定が重要である。
- (3) 浮体橋の流体力については境界要素法によって求められる値を着目モードに対して固定した値を用いても精度良く解析できる。
- (4) ゴムフェンダーで横支持した浮体橋の応答は、大きい波形によりフェンダーが圧縮され、それによって浮体橋が振動し始め、浮体橋の固有周期で振動が継続する。

- (5) 浮体橋は地震時において大きな応答変位が発生するため、フェンダー等の横支持部材、陸上部の取付固定橋あるいは橋台との相対変位に対して十分な変位設計が必要である。
- (6) ゴムフェンダーと浮体橋との遊間が最大応答値に与える影響は小さい。
- (7) 本研究モデルでは流体力の設定は、入力地震波の卓越周期に対する解析値を用いることで挙動を再現できる。

第9章 疲労

- (1) 風および波浪の観測記録から頻度分布を作成し、疲労照査に用いる入力を求める方法を提案した。
- (2) 浮体橋の構造部材の波浪による疲労照査を実施したが、浮体橋部材としては、累積損傷度Dが許容値の $1/10$ 以下であり、波浪による疲労に対しては安全であると判断できた。
- (3) 風の変動による疲労照査を行ったが、累積損傷度Dが 10^{-4} レベルであり、浮体橋に対して風による疲労は無視できる。
- (4) 反力壁に対しては動揺シミュレーションを利用して、浮体橋の動揺が原因で発生する部材応力による疲労照査方法を提示した。また、モデル浮体橋の安全性を確認した。ただし、累積損傷度Dがかなり大きな値を示す部材もあり、浮体橋を比較的剛に横支持する場合、支持部材に関しては疲労照査が必要である。

第10章 船舶衝突に対する安全性

- (1) ポンツーンの外周壁を4辺支持板として簡易評価した結果とFEM解析の結果を貫入量で比較すると、簡易評価は約3割ほど大きく見積もることになる。しかしながら浮体橋のポンツーンの船舶衝突に対して設計する場合、安全側の評価として簡易照査法が有効である。
- (2) ダブルハル構造のポンツーンでは、外周壁の膜力と隔壁の共同作用により、安全性が確保できる。簡易手法によって貫入量を推定し、外周壁と内周壁の間隔を決めることにより、内周壁には損傷がなく、安全性が保たれるとともに浸水する区画の水密性により、使用性も確保されることからダブルハル構造は、薄肉部材のポンツーン構造として有効な構造である。

第11章 浮体橋設計の特徴

- (1) 道路橋示方書に規定のない風・波浪の組み合わせに対する許容応力度の割増係数を提案した。

- (2) 浮体橋の特徴である剛体変位の影響が大きい支承および伸縮装置の設計に関する考え方を提案するとともにその事例を示した。
- (3) 鋼製ポンツーンの防錆方法について考え方と事例を示した。

今後の課題

本論文では、浮体橋の設計に関する技術課題について、わが国初の本格的浮体橋である夢洲・舞洲連絡橋の実践を通して得られた研究成果を整理し、浮体橋の工学的特徴を明らかにするとともに、具体的な設計への適用手法についていくつかの提案を行った。

わが国において浮体橋は、四方を海で取り囲まれた地形を考えると今後その実施例が増えていくものといくものと思われる。浮体橋に関する研究は、最近、その動揺に着目した研究が多くなされるようになってきているが、まだ緒についたばかりであり、今後の研究成果の蓄積によって、より合理的な設計手法の確立が望まれるものである。

夢洲・舞洲連絡橋は、可動橋という条件で選定されたものであり、その規模からも浮体橋としては特殊なものと言える。本研究によって提案した設計手法は基本的に浮体橋の技術課題の解決に対する方向性を示すものであるが、架設地点から求められる技術的な面だけでなく費用の面からすべての浮体橋に適用できるかどうかは明確ではない。今後の研究によって、より汎用的かつ簡素化された設計手法が基準として規定されることが必要となってくる。

この観点から今後の研究課題を以下に述べる。

(1) 自然環境条件の設定

現地の気象、海象、地震等の自然条件を既往のデータおよび地形条件から設計条件として算定式もしくは図表など簡易に設定できる手法の確立

(2) 風抗力係数の設定

浮体橋の部材形状に対して低減対策を含めたより詳細な抗力係数算定データの蓄積

(3) 横方向支持方式の選定

架設地点の条件に従って、横方向の支持方法を選定できるマニュアルの作成とその裏付けとなるパラメータ解析

(4) 係留部材の設計法の確立

多様な横方向支持法に対して、架橋条件から求められる浮体橋変位を条件とした係留部材の設計方法の設定

(5) 動揺プログラムの作成

様々な浮体橋に適用できる汎用性のある動揺シミュレーションプログラムの開発とその入力データ作成法

(6) 使用性の判定条件の基準化

自然環境条件と浮体構造の諸元から、浮体橋走行車輛の安全性および乗り心地に対する簡易な判定法の確立

(7) 耐震設計が要不要の判定条件の設定

横方向支持条件により免震構造として耐震設計が必要か否かの判定および係留部材に対して耐震設計をする場合の地震荷重の低減率の算定

(8) 疲労設計が要不要の判定条件の設定

風・波浪による疲労検討が必要な条件の明確化

(9) 船舶衝突に対するポンツーンの構造法

航行条件により船舶衝突によるポンツーン的安全性が保持できる部材の構成法およびその諸元の設定

(10) 確率論を取り入れた合理的な設計手法

荷重，耐力，その解析法等を確率論を取り入れることにより，合理的な設計法の確立

(11) 橋梁附属物の開発

浮体橋の大きな剛体変位に対応できる安価な支承や伸縮装置の開発

公表関連論文

- 1) 丸山忠明, 川村幸男, 津田智康, 岸本俊雄, 田中洋, 安田義則; 夢洲～舞州連絡橋 (仮称) の計画と設計 (上), 橋梁と基礎 Vol.32, No.2, pp.15-24, 1998.2.
- 2) 丸山忠明, 川村幸男, 津田智康, 武田純男, 中地映司, 岡俊蔵, 土屋昌義; 夢洲～舞州連絡橋 (仮称) の計画と設計 (下), 橋梁と基礎 Vol.32, No.3, pp.27-36, 1998.3.
- 3) 丸山忠明: 旋回式浮体橋の建設, 日本造船学会第14回海洋工学シンポジウム概要集, pp.327-334, 1998.7.
- 4) 中西正昭, 丸山忠明; ボートで橋が動く, 土木学会誌, Vol.83, pp.12-14, 1998.2.
- 5) Maruyama,T., Watanabe,E., Utsunomiya,T., Tanaka,H.: A New Movable Floating Arch Bridge in Osaka Harbor, Proc. the 6th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.429-434, Taipei, 1998.1.
- 6) Maruyama,T., Watanabe,E., Tanaka,H.: A New Movable Floating Bridge Project in Osaka City, Proc. IABSE Symposium Long-Span and High-Rise Structure, pp.155-161, Kobe, 1998.9.
- 7) Maruyama,T., Watanabe,E., Tanaka,H.: Floating Swing Bridge with a 280 m Span, Osaka, Structural Engineering International, pp.174-175, 1998.7.
- 8) Maruyama,T., Kawamura,Y., Yubisui,M., Tanaka,H.: Design Concept of a Floating Swing Bridge in Osaka, Proc. of the 15-th Bridge Workshop UJNR, Tsukuba, Japan, 1999.11.
- 9) Maruyama,T., Kawamura,Y., Yubisui,M., Tanaka,H.: Construction of a Floating Swing Arch Bridge in Osaka, Proc. of the 16-th Bridge Workshop UJNR, pp.419-431, Nevada, USA, 2000.10.
- 10) Ueda,S., Maruyama,T., Tanaka,H., Nagata,S., Ikegami,K., Kobayashi,M., Yanase,S.: Construction of Movable Floating Road Bridge at Yumeshima-Maishima Osaka City, Proc. of UJNR MFP, 23rd meeting, MD, USA, 1998.10.
- 11) Watanabe,E., Maruyama,T., Tanaka,H.: Design and Construction of a Floating Swing Bridge in Osaka, Proc. of the 3rd International Workshop on VLFS, pp.888-897, Hawaii, USA, 1999.9.
- 12) Watanabe,E., Ueda,S., Maruyama,T., Tanaka,H., Takeda,S.: Engineering Considerations for a Floating Swing Bridge in the Port of Osaka, Proc. of ISOPE'2000, pp.183-190, Seattle, USA, 2000.6.
- 13) Maruyama,T., Kawamura,Y.: Construction of a Floating Swing Bridge Yumemai Bridge-, Osaka and Its Technology vol.34, pp.28-43, 2001.1.
- 14) Watanabe,E., Ueda,S., Maruyama,T., Kawamura,Y., Tanaka,H., Takeda,S.: An Osaka Floating Swing Arch Bridge Towed to the Site from Dockyard, Proc. of Forth Symposium on Strait Crossings, 2001, pp.293-299, Norway, 2001.9.
- 15) Maruyama,T., Kitamura,M., Tanaka,H.: Design & Construction of Yumemai Floating Swing Bridge in Osaka, PIANC bulletin No.109, 2002.1.
- 16) 丸山忠明, 小川一志, 下土居秀樹: 夢洲～舞州連絡橋 (仮称) の風荷重に関する検討,

- 土木学会年次学術講演会概要集 I - 701, pp.1402-1403, 1995.9.
- 17) 丸山忠明, 小川一志, 下土居秀樹: 夢洲～舞州連絡橋 (仮称) の風洞実験, 日本風工学会年次講演会概要集, pp.161-162, 1995.4.
- 18) 上田茂, 白石悟, 丸山忠明, 上藺晃, 高崎守, 山瀬晴義: 浮体橋に使用する係留用ゴムフェンダーの特性, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.359-364, 1998. 7.
- 19) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝: 浮体式橋梁の波浪中動揺に関する水理実験, 海岸工学論文集, Vol.44, pp.896-900, 1997.11
- 20) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一: 浮体橋の波浪中動揺に関する研究, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I -A273, pp.544-545, 1997.9.
- 21) 丸山忠明, 川村幸男, 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝, 吉田尚史, 田中洋, 武田純男, 巻幡敏秋: 浮体式橋梁の波浪中動揺に関する研究, 日立造船技報, Vol.58, No.4, pp.9-14, 1998.1.
- 22) 渡邊英一, 宇都宮智昭, 松村卓, 田中洋, 丸山忠明: フェンダー特性ならびに弾性変形を考慮した実規模浮体橋梁の波浪応答解析, 土木学会海洋開発シンポジウム
- 23) 上田茂, 丸山忠明, 熊本直樹, 井上幸一, 池上国広: 弾性体模型を用いた浮体橋梁の波浪応答実験, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, II - 184, 1998.10.
- 24) 永田修一, 三宅成司郎, 藤田孝, 吉田尚史, 武田純男, 丸山忠明, 上田茂: 旋回式浮体橋の波浪中動揺実験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.335-342, 1998.7.
- 25) 岡俊蔵, 熊本直樹, 井上孝一, 池上国広, 瀬戸秀幸, 上田茂, 丸山忠明: 浮体橋の波浪に対する弾性応答解析法の開発, 三菱重工技報, Vol.36., No.5, 1999.9.
- 26) Oka,S.,Inoue,K.,Seto,H.Kumamoto,N.,Ikegami,K.,Ueda,S.,Maruyama,T.:Elastic Responce Analysis Method for Floating Bridge in Waves,Mitubishi Technical Review,vol.37,No.2,2000.
- 27) 井上幸一, 上田茂, 瀬戸秀幸, 丸山忠明, 川村幸男, 福島欣哉: 弾性変形を考慮した浮体構造物の動的応答解析法, IA'99, Proc.of International Seminar on Numerical Analysis in Solid and Fluid Dynamics, pp.202-208, 1999.11.
- 28) 池上国広, 今泉好照, 井上幸一, 岡俊蔵, 上田茂, 丸山忠明: 旋回式浮体橋の波浪中弾性応答水槽試験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.343-350, 1998.7.
- 29) 小林正典, 日根野元裕, 島田潔, 兵頭孝司, 河本淳, 上田茂, 丸山忠明: 旋回式浮体橋の波浪中旋回試験, 日本造船学会第 14 回海洋工学シンポジウム概要集, pp.351-358, 1998.7.
- 30) Nagata,S.,Miyake,S.,Fujita,T.,Yoshida,H.,Tanaka,H.,Maruyama,T.,Ueda,S.,:Motions of a Movable Floating Bridge in Waves,Proc.3rd International Workshop on Very Learge Floating Structures,pp.358-366,1999.9.

- 31) Nagata,S.,Fujita,T.,Oda,K.,Maruyama,T.,Takeda,S.,Tanaka,H.:Development of Air-Controlled Type Floating Breakwater for Movable Floating Bridge,Proc.of TECHNO-OCEAN'98 INTERNATIONAL SYMPOSIUM, pp.517-520, 1998.11.
- 32) Ueda,S.,Maruyama,T.,Ikegami,K.,Seto,H.,Kumamoto,N.,Inoue,K. : Experimental Study on the Elastic Response of a Movable Floating Bridge in Waves, Proc.3rd International Workshop on Very Large Floating Structures,pp.766-774,1999.9.
- 33) Kobayasi,K.,Hineno,M.,Shimada,K.,Hyodo,T.,Kawamoto,A.,Ueda,S.,Maruyama,T. : Model Experiments on Swinging of a Movable Floating Bridge in Waves,Proc.3rd International Workshop on Very Large Floating Structures,pp.546-554,1999.9.
- 34) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 永田修一, 吉田尚史, 山瀬晴義 : ハイブリットシミュレーションによる数値係留シミュレーション手法の検証, 海岸工学論文集, Vol.44, pp.876-880, 1997.
- 35) 丸山忠明, 川村幸男, 永田修一, 田中洋, 山瀬晴義 : 浮体橋のハイブリットシミュレーションを用いた係留挙動の検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集 I -A274, pp.544-545, 1997.9.
- 36) Oda,K.,Maruyama,T.,Tanaka,H.,Nagata,S.,Yamase,S. : Hybrid Simulation for A New Movable Floating Bridge , Proc. of the 6th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction,pp.435-440, 1998.1.
- 37) 川谷充郎, 丸山忠明, 川村幸男, 岸本俊雄, 三輪宣弘 ; 浮体橋の振動使用性, 土木学会構造工学論文集 vol. 43A, pp.757-764, 1997.3.
- 38) 上田茂, 丸山忠明, 井上幸一, 熊本直樹, 岡俊蔵 ; 浮体橋の地震応答解析, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集 II - 11, 1999.9.
- 39) 丸山忠明, 川村幸男, 武田純男, 土屋昌義 : 浮体橋 (夢洲～舞洲連絡橋) の疲労設計, 土木学会第 55 回年次講演会概要集 I - A86, 20 渥渭 00.9.
- 40) 丸山忠明, 川村幸男, 水上義彦, 土屋昌義, 吉川孝男, 佐野淳 : 浮体橋ポンツーンへの型船舶衝突時の強度評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.33-40, 2000.3.
- 41) 佐野淳, 吉川孝男, 土屋昌義, 丸山忠明 : 浮体橋ポンツーンへの小型船舶衝突時の強度評価, 関西造船協会春季講演会講演論文集, pp.179-180, 2000.5.
- 42) 丸山忠明, 松岡幸文, 福島欣哉, 下田郁夫 : 浮体構造物の支承システムにおける機能確認試験, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集 I - 217, 2000.9.

謝 辞

本研究は、わが国初の本格的浮体橋である夢舞大橋の設計にあたり、その技術課題を解決するため行った研究成果を取りまとめたものである。筆者は、2つの埋立地を結ぶこの業務に携わり、可動橋に要求される精度と両岸の圧密沈下に伴う地盤変動との工学的な精度の差から、橋を浮かすことによりその影響を排除しようと発想したことから研究を始めた。その後、実に多くの方々のご指導とご協力によって研究成果が得られたものである。

故小松定夫先生には、計画当初から形式選定、浮体橋の基本的課題についてご指導をいただいた。振り返ると、先生の研究室で幾度となく夜遅くまで教えていただいたことや体調を崩された病床におかれても浮体橋のことを気にかけられていたことが思い出される。先生の熱いご指導に感謝するとともにご冥福をお祈りいたします。

渡邊英一先生には、研究室に配属になって以来、様々なご指導をいただきました。とくに、この研究を学位論文にまとめるにあたって熱心なご指導と温かい励ましをいただきました。先生は、わが国の浮体構造の権威として広範かつ高い見地から浮体橋の技術課題解決を導いていただきました。浮体橋という新しい橋梁構造物の研究を限られた時間で成しえたのも先生のご指導の賜物であり、心から感謝しております。また、本研究課題に関して、松本勝先生、家村浩和先生、高山知司先生、嘉門雅史先生からも温かいご指導をいただきました。ここに改めて感謝する次第であります。

技術検討では、委員会において多くの先生方から専門分野の貴重なご意見とご指導をいただきました。小田一紀先生には浮体橋の動揺、大阪市立大学での実験やハイブリッドシミュレーションについて先駆的研究成果をもとにした貴重なご意見をいただきました。

上田茂先生は、運輸省港湾技術研究所におられた頃から浮体構造の研究をされ、実践と研究の両面からご指導をいただきました。とくに、ゴムフェンダーによる係留や大型水槽実験と動揺解析について先生の豊富な経験にもとづく熱心なご指導をいただきました。

高山知司先生、久保雅義先生には海洋工学の立場から観測データから橋梁設計での波浪条件設定について、小林紘士先生には風荷重の設定方法や風洞実験結果の評価と設計への適用について、家村浩和先生には浮体橋の耐震性についてご指導いただきました。

北田俊行先生には設計基準での安全性評価や橋梁部材の構成方法など構造物設計全般について、関口秀雄先生には変位設計の条件となる地盤の変動について、川谷充郎先生には走行する車両の振動特性とその評価方法について、古田均先生には可動システムについてご指導をいただきました。

ここで申し上げた他にも、研究成果を発表した機会に多くの先生方から貴重なご意見をいただきました。ご指導をいただきました先生方に本当に厚く感謝する次第であります。

旧運輸省の技術者からも多くの助言をいただきました。旧運輸省港湾技術研究所の稲富

隆昌部長には海洋構造物の耐震設計について、白石悟室長には浮体構造の波浪中の動揺応答やゴムフェンダー試験について、横田弘室長、平石哲也室長には海洋構造物の設計について貴重なご意見を頂きました。また、南兼一郎所長をはじめ旧運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所の方々および中園嘉治所長をはじめ神戸機械整備事務所の方々には様々なアドバイスをいただき、改めて旧運輸省の方々に感謝申し上げます。

本研究は、多方面の技術が必要なことから、(社)日本橋梁建設協会関西支部にワーキンググループを構成していただき、多くの技術者のご協力をいただきました。日立造船(株)の田中洋氏には、大学の先輩として浮体橋の計画段階からすべてにおいてよき相談者であり、本研究を支えていただきました。武田純男氏には、解析や実験成果のとりまとめや設計への適用について、巻幡敏秋氏、永田修一氏には、造船技術を応用して浮体橋の解析および大型水槽実験についてご協力いただきました。三菱重工業(株)の池上国広氏、熊本直樹氏、井上幸一氏、岡俊蔵氏には、弾性応答水槽実験や地震応答実験とその解析について、川崎重工(株)の安田義則氏、下土居秀樹氏、水上義彦氏、土屋昌義氏には、風洞試験や船舶衝突解析および疲労解析について、三井造船(株)の小林正典氏、日根野元祐氏、中地映司氏には、旋回水槽実験とその解析について各専門分野での貴重な経験をもとに本研究に多大なご協力をいただきました。また、日本技術開発(株)の岸本俊雄氏、林勝巳氏には、耐震解析や変位設計を含めた設計法のとりまとめについて、(株)ブリジストンの山瀬晴義にはゴムフェンダーの力学特性試験についてご協力をいただきました。ここでは名前を挙げられませんが、本当に多くの民間技術者の方々からご協力をいただき、感謝しております。

大阪市の技術者の方々からもご指導、ご協力をいただきました。近藤和夫氏には、大阪市橋梁技術委員会会長として、また橋梁の大先輩として、計画当初からご指導をいただくとともに、実験や架設などの節目には現地で貴重なご意見をいただきました。加藤隆夫氏、松川昭夫氏、佐々木茂範氏には浮体橋計画について様々な角度からご意見をいただくと共に本研究をまとめるにあたって温かい励ましをいただきました。藤澤政夫氏は、直接の上司として浮体橋の発想を支援していただくとともに、その後もいろいろな立場で本研究のご指導とご支援をいただきました。石岡英男氏、松村博氏、中西正昭氏、竹居重男氏、村松敬一郎氏、川村幸男氏、林田幸雄氏、指吸政夫氏、関戸孝氏ら大阪市建設局橋梁課と大阪市土木技術協会の諸氏には、浮体橋の技術課題解決に関して様々な支援をいただきました。また、事業主体である大阪市港湾局の多くの技術者からも多大なご支援をいただきました。

このように本研究は、様々な分野の非常に多くの人々に支えられて成しえたものであり、ここに改めて厚く感謝いたします。最後に、私事ではありますが、好きな仕事をやっている私を陰で支えてくれている妻をはじめ家族全員に感謝し、この研究論文を締めくくらせていただきます。